

CORRIDOIO PLURIMODALE ADRIATICO

ITINERARIO MAGLIE - SANTA MARIA DI LEUCA

S.S. N° 275 "DI S. MARIA DI LEUCA"

LAVORI DI AMMODERNAMENTO E ADEGUAMENTO ALLA SEZ. B DEL D.M. 5.11.2001





S.S. 16 dal km 981+700 al km 985+386 - S.S. 275 dal Km 0+000 al km 37+000

1° Lotto: Dal Km 0+000 di prog. al Km 23+300 di prog.

PROGETTO DEFINITIVO

COD. BA283

PROGETTAZIONE: ANAS - STRUTTURA TERRITORIALE PUGLIA

I PROGETTISTI Ing. Alberto SANCHIRICO - Progettista e Coordinatore Ing. Simona MASCIULLO - Progettista	ATTIVITA' DI SUPPORTO    
COLLABORATORI Geom. Andrea DELL'ANNA Geom. Massimo MARTANO Geom. Giuseppe CALO'	
IL COORDINATORE IN FASE DI PROGETTAZIONE Ing. Alberto SANCHIRICO	
IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO Ing. Gianfranco PAGLIALUNGA	
RESPONSABILE PROJECT MANAGEMENT E PROGETTI SPECIALI Ing. Nicola MARZI	
IL COMMISSARIO STRAORDINARIO Ing. Vincenzo MARZI	

08 - OPERE D'ARTE MAGGIORI - VIADOTTI E PONTI

Sovrappasso accesso alla Zona Artig. Di Maglie Nord (Comune di Maglie)

ST 1 - al km 3+528,22

Relazione di calcolo strutturale

CODICE PROGETTO		NOME FILE		REVISIONE	SCALA:
PROGETTO	LIV. PROG. N. PROG.	T00_ST01_STR_RE01_E			
L0503A	D 1701	CODICE ELAB. T00ST01STRRE01		E	-
E	REVISIONE DEL PROGETTO DEFINITIVO	Marzo 2022			
D	OTTEMPERANZA PARERE AdB Puglia-PARERE CSLLPP	Aprile 2019	Ing. D. Neri		
C	REVISIONE DEL PROGETTO DEFINITIVO	Gennaio 2019			
B	REVISIONE DEL PROGETTO DEFINITIVO	Ottobre 2018			
A	REVISIONE DEL PROGETTO DEFINITIVO	Giugno 2018			
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

INDICE

1.	PREMESSA	5
1.1	Descrizione dell'opera	5
1.2	Considerazioni sul progetto strutturale	7
2.	NORMATIVA E RIFERIMENTI	8
3.	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	9
3.1	Calcestruzzo	9
3.2	Acciaio per cemento armato	9
3.3	Acciaio da carpenteria	10
3.4	Durabilità, prescrizioni sui materiali, scelta degli stati limite di fessurazione e dei copriferrì	11
4.	CRITERI DI CALCOLO E DEFINIZIONE DELLE AZIONI	12
4.1	Criteri di calcolo	12
4.2	Definizione delle azioni	12
5.	COMBINAZIONI DI CARICO	13
6.	ANALISI DEI CARICHI	14
6.1	Azioni permanenti	14
6.1.1	Peso proprio degli elementi strutturali (g1)	14
6.1.2	Carichi permanenti portati (g2)	14
6.2	Precompressione	15
6.2.1	Precompressione Travi	15
6.2.2	Cadute di tensione	18
6.3	Azioni variabili da traffico	23
6.3.1	Carichi mobili (q1)	23
6.4	Azione longitudinale di frenamento o di accelerazione (q3)	24
6.5	Azioni variabili di vento e neve (q5)	24
6.6	Azioni sismiche (q6)	25
7.	IMPALCATI - CARATTERISTICHE GEOMETRICHE	27
7.1	Impalcato con travi in c.a.p. – Generalità	27

8.	IMPALCATI - ANALISI STRUTTURALE	30
8.1	Descrizione del modello di calcolo	30
8.2	Descrizione dei carichi applicati	36
8.2.1	Carichi mobili (q1)	36
8.3	Diagrammi delle caratteristiche della sollecitazione	37
9.	IMPALCATI – VERIFICA ELEMENTI PRINCIPALI	45
9.1	PREMESSA	45
9.2	VERIFICA TRAVI L= 17.75 m – Impalcato 7 travi	46
9.2.1	Verifiche SLE	46
9.2.2	Verifiche SLU	53
9.2.3	Verifiche Traversi	55
9.3	VERIFICA TRAVI L= 17.75 m – Impalcato 5 travi	57
9.3.1	Verifiche SLE	57
9.3.2	Verifiche SLU	64
9.3.3	Verifiche Traversi	66
10.	IMPALCATO – VERIFICHE SOLETTA	68
10.1	Impalcato con travi in c.a.p. - Verifiche di resistenza e durabilità	68
10.1.1	Combinazione di carico eccezionale SLU – Urto in svio	69
11.	SPALLE – VERIFICHE FONDAZIONE E ELEVAZIONE	70
11.1	Generalità	70
11.2	Rampa laterale sinistra – Spalla “SpA-sx”	72
11.2.1	Analisi dei carichi	72
11.2.2	Condizioni di carico	76
11.2.3	Combinazioni di carico	77
11.3	Rampa laterale sinistra – Spalla “SpB-sx”	79
11.3.1	Analisi dei carichi	79
11.3.2	Condizioni di carico	83
11.3.3	Combinazioni di carico	84
11.4	Rampa laterale destra – Spalla “SpA-dx”	86
11.4.1	Analisi dei carichi	86
11.4.2	Condizioni di carico	90

11.4.3	Combinazioni di carico	91
11.5	Rampa laterale destra – Spalla “SpB-dx”	93
11.5.1	Analisi dei carichi	93
11.5.2	Condizioni di carico	97
11.5.3	Combinazioni di carico	98
11.6	Rampe laterali – Verifiche	100
11.6.1	Verifiche di stabilità – Ribaltamento	100
11.6.2	Verifiche strutturali – Plinto di fondazione – Mensola lato valle SLU	101
11.6.3	Verifiche strutturali – Plinto di fondazione – Mensola lato valle SLE	102
11.6.4	Verifiche strutturali – Plinto di fondazione – Mensola lato monte	103
11.6.5	Verifiche strutturali – Plinto di fondazione – Mensola lato monte SLE	104
11.6.6	Verifiche strutturali – Muro di testata – Sezione di base	105
11.6.7	Verifiche strutturali – Muro di testata – Sezione di base SLE	106
11.6.8	Verifiche strutturali – Muro paraghiaia – Sezione di base SLU	107
11.6.9	Verifiche strutturali – Muro paraghiaia – Sezione di base SLE	109
11.6.10	Verifiche strutturali – Muri di risvolto SLU	110
11.6.11	Verifiche strutturali – Muri di risvolto SLE	113
11.6.12	Verifiche strutturali – Soletta di transizione SLU	114
11.7	Opera centrale – Spalla “SpA”	116
11.7.1	Analisi dei carichi	117
11.7.2	Condizioni di carico	120
11.7.3	Combinazioni di carico	121
11.8	Opera centrale – Spalla “SpB”	123
11.8.1	Analisi dei carichi	124
11.8.2	Condizioni di carico	127
11.8.3	Combinazioni di carico	128
11.9	Opera centrale – Verifiche	130
11.9.1	Verifiche di stabilità – Ribaltamento	130
11.9.2	Verifiche strutturali – Plinto di fondazione – Mensola lato valle	131
11.9.3	Verifiche strutturali – Plinto di fondazione – Mensola lato valle SLE	132
11.9.4	Verifiche strutturali – Plinto di fondazione – Mensola lato monte	133
11.9.5	Verifiche strutturali – Plinto di fondazione – Mensola lato monte SLE	134
11.9.6	Verifiche strutturali – Muro di testata – Sezione di base	135

S.S. 275 - Strada Statale Maglie - Santa Maria di Leuca	
Relazione di calcolo impalcato e sottostrutture – ST01	4
<hr/>	
11.9.7 Verifiche strutturali – Muro di testata – Sezione di base SLE	136
11.9.8 Verifiche strutturali – Muro paraghiaia	137
11.9.9 Verifiche strutturali – Muri di risvolto SLU	138
11.9.10 Verifiche strutturali – Muri di risvolto SLE	141
11.9.11 Verifiche strutturali – Soletta di transizione	142
11.10 Verifiche per urto da traffico ferroviario	143
12. APPARECCHI DI APPOGGIO E GIUNTI	144
13. ANALISI E VERIFICHE SVOLTE CON L'AUSILIO DEI CODICI DI CALCOLO	146
13.1 Origine, caratteristiche e affidabilità dei software di calcolo	146

1. PREMESSA

La presente relazione riguarda il dimensionamento strutturale dell'opera *Sottopasso (Comune di Maglie) ST 01 - al km 3+528.22* prevista nell'ambito dei lavori della S.S. N° 275 "DI S. MARIA DI LEUCA" AMMODERNAMENTO E ADEGUAMENTO AL D.M. 5.11.2001 S.S. 16 dal km 981+700 al km 985+386 - S.S. 275 dal Km 0+000 al km 37+000 1° Lotto: Dal Km 0+000 di prog. al Km 23+300 di prog.

1.1 Descrizione dell'opera

La presente relazione riguarda il dimensionamento strutturale delle sottostrutture spalle e pile ed il dimensionamento degli impalcato composti da:

- carreggiate asse principale \Rightarrow ciascuna delle due carreggiate della viabilità principale, di larghezza 11.75 m, si compone di un impalcato a 7 travi prefabbricate precomprese, a trefoli pre-tesi con sezione trasversale a "T" ad ala larga superiore di larghezza pari a 164 cm e altezza trave pari a $H=90\text{cm}$, collegate da una soletta superiore gettata in opera di spessore pari a 25cm per una altezza totale di impalcato pari a 115 cm. Le travi di impalcato sono posizionate ad un interasse di 165cm e vedono luci di calcolo pari a 17.75 m per l'attraversamento ferroviario;
- carreggiate rampe complanari \Rightarrow ciascuna delle due carreggiate della viabilità secondaria, di larghezza 7.95 m, si compone di un impalcato a 5 travi prefabbricate precomprese, a trefoli pre-tesi con sezione trasversale a "T" ad ala larga superiore di larghezza pari a 158 cm e altezza trave pari a $H=90\text{cm}$, collegate da una soletta superiore gettata in opera di spessore pari a 25cm per una altezza totale di impalcato pari a 115 cm. Le travi di impalcato sono posizionate ad un interasse di 159cm e vedono luci di calcolo pari a 17.75 m per l'attraversamento ferroviario.

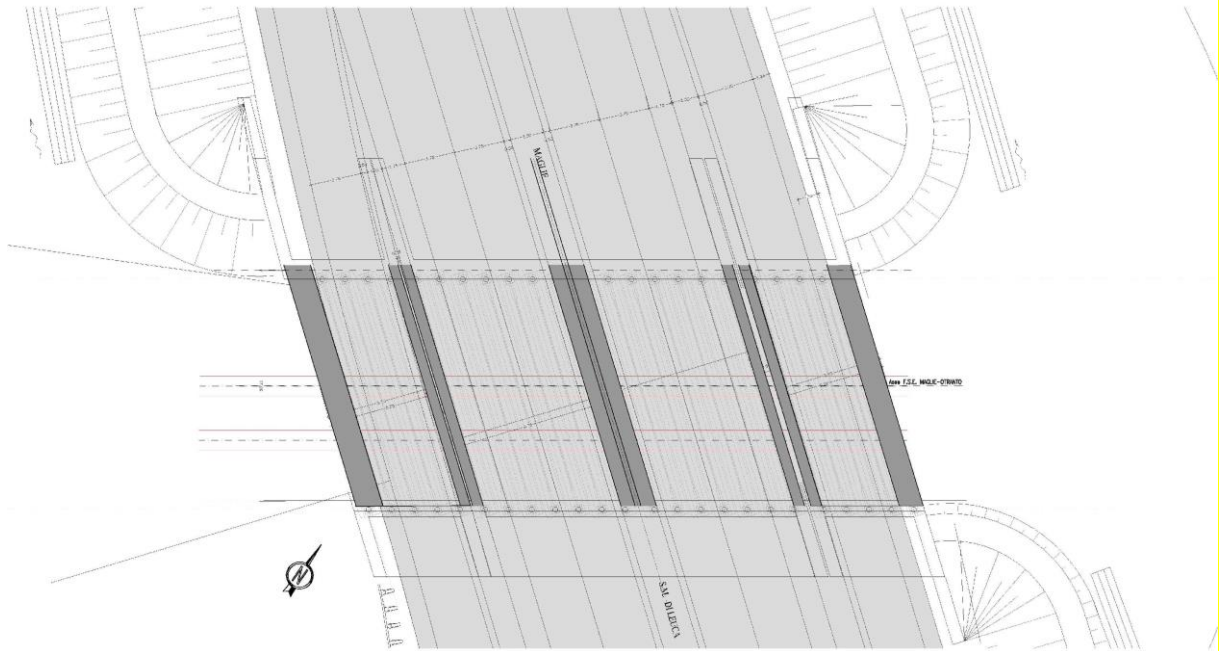
La sovrastruttura di impalcato è vincolata alle generiche sottostrutture spalle e/o pile mediante un sistema di dispositivi d'appoggio in *acciaio PTFE* con uno schema statico di semplice appoggio.

L'opera ricade in zona sismica, pertanto, saranno considerate le azioni previste dalla normativa vigente *NTC 2018* così come riportato nei capitoli successivi.

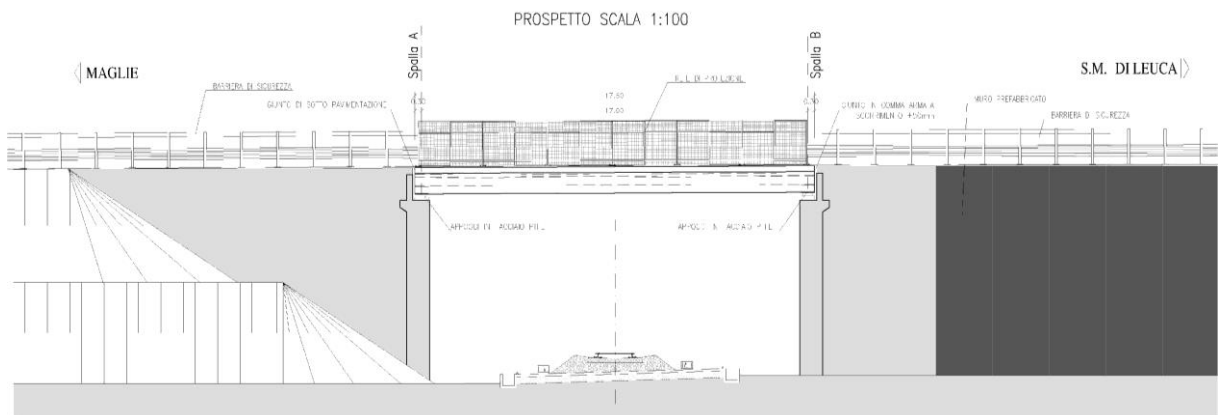
I calcoli riportati nella presente relazione si intendono relativi alle principali dimensioni riassunte nella tabella di seguito riportata, che indica anche i nomi dei modelli FEM impiegati nelle analisi:

Campata	L_calc	B_carreggiata	Num Travi T120	Interasse Travi	FEM
	[m]	[m]	[-]	[m]	[-]
1	17.75	11.75	7	1.65	ST01_1a
1	17.75	7.95	5	1.59	ST01_1b

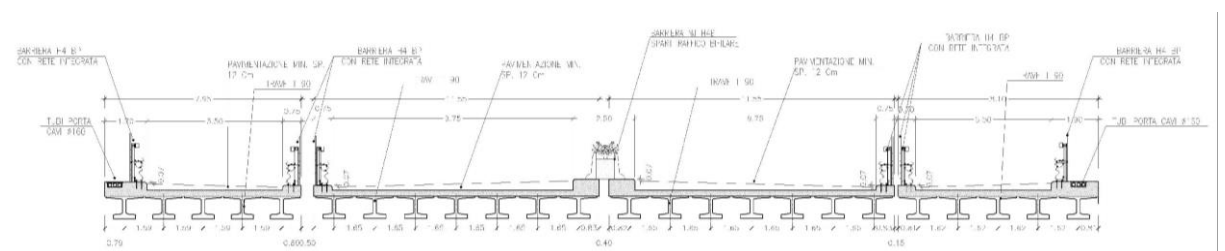
Nelle figure seguenti si illustrano le caratteristiche principali dell'opera in esame in cui spicca l'obliquità dell'opera assunta nei modelli numerici pari a $\beta = 17^\circ$.



F 1. Planimetria



F 2. Profilo longitudinale



F 3. Sezione trasversale impalcato

1.2 Considerazioni sul progetto strutturale

Per il calcolo delle strutture si è fatto riferimento ai carichi mobili relativi ai ponti di 1^a categoria desunti dalle *NTC 2018*.

L'analisi degli impalcato realizzati con travi in c.a.p. ovvero lo studio del funzionamento globale dell'impalcato di un sistema con dette travi e soletta gettata in opera in c.a. è effettuato considerando le azioni agenti suddivise in due fasi corrispondenti al grado di maturazione del getto di calcestruzzo della soletta e quindi alle differenti sezioni resistenti delle sezioni resistenti per dette fasi.

SLU	fase_sez	tempo	
1.35	1	3	A : Peso proprio trave
1.00	1	3	B : Precompressione
1.00	1	31	C : Cadute di tensione lente
1.35	1	31	D : Getto soletta
1.00	2	180	E : Cadute di tensione lente
1.50	2	180	F : Sovraccarichi Permanenti
1.00	2	20 000	G : Cadute di tensione lente
1.20	2	20 000	H: Ritiro differenziale
1.35	2	180 e 20 000	I1 : Sovraccarichi Mobili M>0

- *Fase 1:* tale fase considera il peso proprio dell'impalcato realizzato con travi in c.a.p. e soletta ancora non collaborante;
- *Fase 2:* tale fase, con soletta collaborante, considera il peso dei successivi carichi permanenti applicati alla struttura (pavimentazione, marciapiedi/cordoli, barriere di sicurezza, etc.) ed il transito dei carichi mobili di esercizio.

2. NORMATIVA E RIFERIMENTI

I calcoli e le disposizioni esecutive sono conformi alle norme attualmente in vigore elencate nel seguito.

- [I] *D. M. Min. Il. TT. del 17 gennaio 2018 – Norme tecniche per le costruzioni;*
- [II] *Circolare 21 gennaio 2019 N.7 C.S.LL.PP. – Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle “Norme Tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018;*
- [III] *UNI EN 1990 (Eurocodice 0) – Aprile 2006: “Criteri generali di progettazione strutturale”;*
- [IV] *Linee guida sul calcestruzzo strutturale - Presidenza del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - Servizio Tecnico Centrale;*
- [V] *UNI EN 197-1 giugno 2001 – “Cemento: composizione, specificazioni e criteri di conformità per cementi comuni;*
- [VI] *UNI EN 11104 marzo 2004 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”, complementari per l'applicazione delle EN 206-1;*
- [VII] *UNI EN 206-1 ottobre 2006 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”.*
- [VIII] *CNR 10024/86 – Analisi mediante elaboratore: impostazione e redazione delle relazioni di calcolo.*

3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

3.1 Calcestruzzo

Per la realizzazione del **magro di fondazione** si prevede l'utilizzo di calcestruzzo di classe C12/15 ($R_{ck} \geq 15 \text{ N/mm}^2$).

Per la realizzazione delle **fondazioni delle spalle e della soletta di transizione** si prevede l'utilizzo di calcestruzzo di classe C28/35 ($R_{ck} \geq 35 \text{ N/mm}^2$).

Per la realizzazione delle **elevazioni delle spalle, dei baggioli e ritegni sismici** si prevede l'utilizzo di calcestruzzo di classe C32/40 ($R_{ck} \geq 40 \text{ N/mm}^2$).

Per la realizzazione delle **predalle, della soletta di impalcato e dei cordoli** si prevede l'utilizzo di calcestruzzo di classe C35/45 ($R_{ck} \geq 45 \text{ N/mm}^2$).

3.2 Acciaio per cemento armato

Per le armature metalliche si adottano tondini in acciaio saldabile del tipo B450C controllato in stabilimento caratterizzato dai seguenti valori nominali delle tensioni caratteristiche di snervamento e rottura da utilizzare nei calcoli:

$$f_{y \text{ nom}} = 450 \text{ MPa};$$

$$f_{t \text{ nom}} = 540 \text{ MPa}.$$

L'acciaio B450C deve rispettare le caratteristiche riportate nella seguente tabella.

Proprietà	Requisito	Frattile (%)
Tensione caratteristica di snervamento f_{yk}	$\geq 450 \text{ MPa}$	5.0
Tensione caratteristica di rottura f_{tk}	$\geq 540 \text{ MPa}$	5.0
$(f_t/f_y)_k$	≥ 1.15 ≤ 1.35	10.0
$(f_t/f_{y \text{ nom}})_k$	≤ 1.25	10.0
Allungamento totale al carico massimo (A_{gt})	$\geq 7.5\%$	10.0
Diametro del mandrino per prove di piegamento a 90° e successivo raddrizzamento senza cricche:		
$\phi < 12$	4 ϕ	
$12 \leq \phi \leq 16$	5 ϕ	
$16 < \phi \leq 25$	8 ϕ	
$25 < \phi \leq 40$	10 ϕ	

T.1 Caratteristiche dell'acciaio

3.3 Acciaio da carpenteria

Acciaio tipo S355. La tensione di snervamento f_y e di rottura f_u per gli acciai S355 in funzione degli spessori è la seguente [I].

t [mm]	≤ 40	> 40 ≤ 80
f_y	355	335
f_u	490	470

T.2 Tensioni massime [MPa] di snervamento e rottura dell'acciaio

Il modulo di elasticità è pari a:

- $E_a = 210\,000 \text{ N/mm}^2$

Il coefficiente di espansione termica è pari a:

- $\alpha = 1.2 \times 10^{-5} \text{ }^\circ\text{C}$

Il coefficiente di Poisson:

- $\nu = 0.3$

Densità:

- $\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$

3.4 Durabilità, prescrizioni sui materiali, scelta degli stati limite di fessurazione e dei copriferri

Il calcestruzzo deve essere in grado di resistere in maniera soddisfacente alle condizioni ambientali e di lavoro cui è sottoposto durante la vita dell'opera. Nella presente sezione si valutano pertanto le caratteristiche dei calcestruzzi (resistenza caratteristica, copriferri, ecc..) da impiegare per la realizzazione delle diverse parti dell'opera in oggetto tali da conseguire il requisito di durabilità richiesto.

In relazione alle classi di esposizione ambientale definite nella *UNI EN 206-1* e nella *UNI 11104*, sono state attribuite ai diversi elementi strutturali le seguenti classi di esposizione alle quali sono state associate le condizioni ambientali:

<i>Fondazioni spalle</i>	<i>XC2</i>	<i>c.a. ordinarie;</i>
<i>Elevazioni spalle</i>	<i>XC4+XD1</i>	<i>c.a. aggressive;</i>
<i>Soletta impalcato, cordoli e predalles</i>	<i>XC4 / XD3</i>	<i>c.a. aggressive;</i>
<i>Travi di impalcato</i>	<i>XC4+XD1</i>	<i>c.a. aggressive;</i>

L'armatura deve essere protetta da un adeguato ricoprimento di calcestruzzo (copriferro) dimensionato in funzione dell'aggressività dell'ambiente e della sensibilità delle armature alla corrosione, tenendo anche conto della tolleranza di posa delle armature.

La distanza tra la parete interna del cassero e la generatrice dell'armatura metallica più vicina, individua il cosiddetto "copriferro nominale".

Considerate le classi di esposizione ambientale, la tipologia delle opere e le classi del calcestruzzo impiegato, i valori del copri ferro minimo sono assunti pari a:

Elemento	Copriferro nominale di progetto c_{nom} (mm)
<i>Fondazioni spalle/pile</i>	45
<i>Elevazioni spalle/pile</i>	35
<i>Soletta impalcato, cordoli e predalles</i>	35
<i>Travi di impalcato</i>	35

T.3 Copriferri minimi

4. CRITERI DI CALCOLO E DEFINIZIONE DELLE AZIONI

4.1 Criteri di calcolo

In ottemperanza al *D.M. del 17.01.2018*, i calcoli sono condotti con il metodo semiprobabilistico agli stati limite. Per l'analisi strutturale, volta alla valutazione degli effetti delle azioni per gli *SLU*, si adotta il metodo dell'analisi elastica lineare. Per la determinazione degli effetti delle azioni, le analisi vengono effettuate assumendo:

- sezioni interamente reagenti con rigidezze valutate omogeneizzando rispetto all'acciaio ad eccezione delle zone interessate dalla fessurazione dove la rigidezza è valutata riferendosi al solo acciaio di armatura lenta disposta in soletta;
- relazioni tensioni deformazioni lineari;
- valori medi del modulo di elasticità.

Le unità di misura adottate sono i “*m*” per le lunghezze, “*kN e m*” per le forze e le sollecitazioni, i “*N e mm*” per le tensioni (ovvero *MPa*)

4.2 Definizione delle azioni

L'opera in esame è un ponte stradale; le azioni da considerare nella progettazione sono pertanto:

- le azioni permanenti;
- le distorsioni, ivi comprese quelle dovute a presollecitazioni di progetto e quelle di origine termica;
- le azioni variabili da traffico;
- le azioni variabili da vento;
- le azioni eccezionali;
- le azioni sismiche.

5. COMBINAZIONI DI CARICO

Nel presente capitolo vengono definite le combinazioni di carico utilizzate nei calcoli.

Ai fini delle verifiche agli stati limite, in accordo con la [I], si definiscono le seguenti combinazioni di azioni:

- Combinazione *FONDAMENTALE (FO)*, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (*SLU*):

$$\gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_{G3} G_3 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \Psi_{02} \cdot \gamma_{Q2} \cdot Q_{k2} + \Psi_{03} \cdot \gamma_{Q3} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione *RARA (RA)*, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (*SLE*) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + G_3 + P + Q_{k1} + \Psi_{02} \cdot Q_{k2} + \Psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione *SISMICA (SIS)*, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica:

$$E + G_1 + G_3 + P + \Psi_{21} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \Psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_i \Psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

I valori del coefficiente Ψ_{2i} sono quelli riportati nelle tabelle della norma; la stessa propone nel caso di ponti, e più in generale per opere stradali, di assumere per i carichi dovuti al transito dei mezzi $\Psi_{2i} = 0$.

Di seguito si riporta la matrice di combinazioni implementata.

<i>- MATRICE CONDIZIONI/COMBINAZIONI</i>												
cond\comb	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
REALIZZAZIONE	0	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1	1	1	1	1	1
PERM SP	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1	1	1	1	1	1
ACC SP	0	0	1.35	1.35	1.35	1.35	0	0	0	0	0	0
PERM IMP	0	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1	1	1	1	1	1
ACC IMP - Nmax	0	0	1.35	1.0125	1.0125	1.35	0	0	0	0	0	0
FOLLA	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
ST	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1	1	1	1	1	1
SA	0	0	1.35	1.0125	1.0125	1.35	0	0	0	0	0	0
VARTEMPD	0	0	0.72	1.2	0.72	1.2	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5
VARTEMPU	0	0	0.72	1.2	0.72	1.2	0	0	0	0	0	0
FR	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
VENTO	0	0	0.9	0.9	1.5	1.5	0	0	0	0	0	0
SIS SP L	0	0	0	0	0	0	1.00	0.30	0.30	1.00	0.30	0.30
SIS SP T	0	0	0	0	0	0	0.30	1.00	0.30	0.30	1.00	0.30
SIS SP V	0	0	0	0	0	0	0.30	0.30	1.00	-0.30	-0.30	-1.00
SIS IMP L	0	0	0	0	0	0	1.00	0.30	0.30	1.00	0.30	0.30
SIS IMP T	0	0	0	0	0	0	0.30	1.00	0.30	0.30	1.00	0.30
SIS IMP V	0	0	0	0	0	0	0.30	0.30	1.00	0.30	0.30	1.00
DS	0	0	0	0	0	0	1.00	0.30	0.30	1.00	0.30	0.30
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12

T.4 Matrice Combinazioni di carico SLU STATICHE (STR) e SLU SISMICHE (SLV)

6. ANALISI DEI CARICHI

Nel seguente capitolo, sulla base di quanto riportato al capitolo precedente, si descrivono i carichi elementari assunti per le verifiche di resistenza in esercizio ed in presenza dell'evento sismico per la struttura in oggetto.

6.1 Azioni permanenti

Per i materiali si assumono i seguenti pesi specifici:

- calcestruzzo armato:	25 kN/m ³
- rilevato	18 kN/m ³
- sovrastruttura stradale	22 kN/m ³

6.1.1 Peso proprio degli elementi strutturali (g_1)

Impalcato a travi prefabbricate in c.a.p.

Il peso della travi della sezione "corrente" è assunto pari a

$$(G_{travi-CAP120})_{mezz} = 25 \times 0.366 \cong 9.15 \text{ kN/m per ogni singola trave.}$$

Per la sezione ringrossata si considera in prima approssimazione un peso pari a:

$$(G_{travi-CAP120})_{appo} = 1.1 \times 9.15 \cong 10.07 \text{ kN/m per ogni singola trave.}$$

Soletta per impalcato a travi prefabbricate in c.a.p.

Per lo spessore della soletta si è considerato uno spessore di 0.25 m per una larghezza di influenza della singola e generica trave di 1.65 m, per cui si ha:

$$G_{sol-CAP} = 0.25 \times 1.65 \times 25 = 10.31 \text{ kN/m / trave.}$$

6.1.2 Carichi permanenti portati (g_2)

I carichi permanenti portati (per metro lineare di struttura) sono i seguenti

- sovr. Stradale	22 kN/mc
- marciapiedi-cordoli	25 kN/mc
- organi di ritenuta (NJ)	6.0 kN/m;
- organi di ritenuta (<i>barriera metallica</i>)	1.5 kN/m;
- parapetti/reti di protezione	$1 \times 0.5 = 0.5$ kN/m.

6.2 Precompressione

6.2.1 Precompressione Travi

Si riportano di seguito le valutazioni del carico di precompressione delle travi di impalcato. Il sistema di precompressione, previsto con trefoli pre-tesi, è composto per tutta la lunghezza della travata tipologica (luce di calcolo analizzata pari a 26.8 m) da 32 trefoli (2 trefoli superiori + 30 trefoli inferiori) da 0.6" ovvero con una area del singolo trefolo pari a 140mm². L'acciaio da precompressione è caratterizzato, in accordo con la normativa vigente, dalle tensioni caratteristiche riportate di seguito:

- $f_{ptk} \geq 1860$ MPa;
- $f_{p(1)k} \geq 1670$ MPa.

Il modulo elastico per tale acciaio è assunto pari a:

$$- E_s \cong 1.95 \times 10^8 \text{ kPa.}$$

La massima tensione di trazione in esercizio è pari a:

$$\sigma_p = 0.8 \times f_{p(1)k} = 1068.8 \text{ MPa.}$$

La massima tensione iniziale all'atto della tesatura è pari a:

$$\sigma_{spi} = \min (0.85 \times f_{p(1)k}; 0.75 \times f_{ptk}) = \min (1420; 1395) = 1395 \text{ MPa.}$$

E' ammessa una sovratensione non superiore a $0.05 \times f_{p(1)k} \cong 83.5$ MPa.

La massima tensione iniziale all'atto della tesatura risulta pari a:

$$\sigma_{spi-MAX} \cong 1475 \text{ MPa.}$$

La precompressione è prevista con trefoli aderenti (pre-stressing) del diametro nominale 06" normale, anche denominato T15, della sezione resistente pari a $A_{tref} = 140 \text{ mm}^2$, disposti nel modo ottimale per compensare le sollecitazioni dovute ai carichi esterni e opportunamente "sterilizzati" nelle sezioni in prossimità delle testate per mezzo di viple.

La tabella che segue mostra, per ciascuna delle travi dell'Opera in esame, la disposizione dei trefoli.

Travi L=17.75 m Impalcati B= 11.75m a 7 Travi

Strato	num trefoli	A_tr mm ²	Area mm ²	F_pi kN	L_guaina m	x_attiva m	z m
4	2	140	280	-399.0	0.00	0.00	0.845
3	0	140	0	0.0	0.00	0.00	0.165
3	0	140	0	0.0	0.00	0.00	0.165
3	0	140	0	0.0	0.00	0.00	0.165
3	0	140	0	0.0	0.00	0.00	0.165
3	0	140	0	0.0	0.00	0.00	0.165
3	0	140	0	0.0	0.00	0.00	0.165
3	0	140	0	0.0	0.00	0.00	0.165
3	0	140	0	0.0	0.00	0.00	0.165
3	0	140	0	0.0	0.00	0.00	0.165
3	0	140	0	0.0	0.00	0.00	0.165
3	0	140	0	0.0	0.00	0.00	0.165
2	2	140	280	-399.0	3.60	4.50	0.110
2	7	140	980	-1 396.5	0.00	0.00	0.110
1	6	140	840	-1 197.0	2.10	3.00	0.055
1	7	140	980	-1 396.5	0.00	0.00	0.055
	24	3 360	3 360	-4 788.0	0.00	0.00	

Travi L=17.75 m Impalcati B= 7.95m a 5 Travi

Strato	num trefoli	A_tr mm ²	Area mm ²	F_pi kN	L_guaina m	x_attiva m	z m
4	2	140	280	-399.0	0.00	0.00	0.845
3	0	140	0	0.0	0.00	0.00	0.165
3	0	140	0	0.0	0.00	0.00	0.165
3	0	140	0	0.0	0.00	0.00	0.165
3	0	140	0	0.0	0.00	0.00	0.165
3	0	140	0	0.0	0.00	0.00	0.165
3	0	140	0	0.0	0.00	0.00	0.165
3	0	140	0	0.0	0.00	0.00	0.165
3	0	140	0	0.0	0.00	0.00	0.165
3	0	140	0	0.0	0.00	0.00	0.165
3	0	140	0	0.0	0.00	0.00	0.165
3	0	140	0	0.0	0.00	0.00	0.165
2	2	140	280	-399.0	3.60	4.50	0.110
2	7	140	980	-1 396.5	0.00	0.00	0.110
1	6	140	840	-1 197.0	2.10	3.00	0.055
1	7	140	980	-1 396.5	0.00	0.00	0.055
	24	3 360	3 360	-4 788.0	0.00	0.00	

Lo studio della precompressione e delle cadute di tensione dovute ai fenomeni lenti viene eseguito in modo indipendente per ciascuna delle fasi costruttive valutando attentamente sia la geometria che la rigidità degli elementi frame del modello numerico al fine di calcolare correttamente le eventuali iperstatiche di precompressione.

Al fine di determinare le perdite di precompressione nelle varie fasi costruttive si definiscono l'entità e l'andamento temporale dei fenomeni di ritiro, viscosità e rilassamento per i materiali impiegati con le leggi definite in Eurocodice 2.

6.2.2 Cadute di tensione

Il ritiro viene analizzato nelle sue due componenti di ritiro per essiccamento e autogeno.

$$\text{eps_cs} = \text{eps_cd} + \text{eps_ca}$$

funzioni della resistenza del calcestruzzo e dell'umidità ambiente:

$$\begin{aligned} \text{Atrave} &= 0.373 \text{ m}^2 \\ \text{U_trave} &= 4.704 \text{ m} \\ \text{ho} &= 2 * \text{Atrave} / \text{U} = 158.7 \text{ mm} \\ \text{f_ck} &= 45.0 \text{ N/mm}^2 \\ \text{RH} &= 75.0 \% \\ \text{eps_cd,o} &= 0.000261 \\ \text{Kh} &= 0.912 \\ \text{eps_cd,inf} &= \text{eps_cd,o} * \text{Kh} = 0.000238 \\ \text{eps_cd(t)} &= 0.000238 * (t - \text{ts}) / [(t - \text{ts}) + 0.04 * \text{ho}^3 / 2] \\ \text{ts} &= 3.0 \text{ giorni} \\ \text{eps_ca,inf} &= 2.50 * (\text{f_ck} - 10) / 1000000 = 0.000088 \\ \text{eps_ca(t)} &= 0.000088 * [1 - \exp(-0.2 * \text{radq(t)})] \\ \text{eps_cs} &= \text{eps_cd} + \text{eps_ca} = 0.000325 \text{ a tempo infinito} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Asoletta} &= 0.413 \text{ m}^2 \\ \text{U}_{\text{soletta}} &= 1.650 \text{ m} \\ \text{ho} &= 2 * \text{Asoletta} / \text{U} = 500.0 \text{ mm} \\ f_{\text{ck}} &= 35.0 \text{ N/mm}^2 \\ \text{RH} &= 75.0 \% \\ \text{eps}_{\text{cd,o}} &= 0.000293 \\ \text{Kh} &= 0.700 \\ \text{eps}_{\text{cd,inf}} &= \text{eps}_{\text{cd,o}} * \text{Kh} = 0.000205 \\ \text{eps}_{\text{cd}}(t) &= 0.000205 * (t - \text{ts}) / [(t - \text{ts}) + 0.04 * \text{ho}^3 / 2] \\ \text{ts} &= 3.0 \text{ giorni} \\ \text{eps}_{\text{ca,inf}} &= 2.50 * (f_{\text{ck}} - 10) / 1000000 = 0.000063 \\ \text{eps}_{\text{ca}}(t) &= 0.000063 * [1 - \exp(-0.2 * \text{radq}(t))] \end{aligned}$$

Visti i tempi relativi di costruzione tra trave e soletta si valuta il ritiro differenziale tra di esse a partire dai valori precedentemente determinati:

$$\text{eps_soletta,inf} = 0.000268$$

$$\text{eps_trave,inf} = 0.000325$$

Ma all'atto del getto della soletta la trave ha già scontato parte del ritiro che si valuta in:

tempo di nascita della trave	ts =	3	giorni
tempo di nascita della soletta	t =	31	giorni
	t - ts =	28	giorni
	ho =	158.7	mm

eps_trave_cd(t) = 0.00024	* (t-ts) / [(t-ts) + 0.04*ho^3/2] =	0.000062
eps_trave_ca(t) = 0.00009	* [1 - exp(-0.2*radq(t)] =	0.000059
	-	
	eps_trave, t =	0.000120
ritiro residuo trave	eps_trave, (t,inf) =	0.000205
differenza con ritiro soletta	delta_eps =	0.000063

Per la Viscosità si ottiene:

fcu =	53.0	N/mm ²			
A _{trave} =	0.3733	m ²		U _{trave} =	4.7038 m
A _{sol} =	0.4125	m ²		U _{sol} =	1.6500 m
Ac =	0.7858	m ²			
ho = 2Ac/u =	247.4	mm	alfa 1 = (35/fcu)0.7 =	0.75	
			alfa 2 = (35/fcu)0.2 =	0.92	
			alfa 3 = (35/fcu)0.5 =	0.81	

betaH=1.50 [1 + (0.012RH)18]*ho + 250*alfa3 =	629.89					RH =	75.0 %
beta(fcu) = 16.8/radq(fcu) =	2.31					betaH =	629.89
fi_RH = 1 + (1 - RH/100)/(0.10*ho0.333)*a1*a2 =	1.27						
t =	20 000	20 000	20 000	20 000	20 000		giorni
to =	3	31	180	20 000	20 000		giorni
beta_c(t-to) = [(t-to)/(betaH+t-to)]0.30 =	0.991	0.991	0.991	0.000	0.000		
beta(to) = 1/(0.10 + to0.20) =	0.743	0.479	0.342	0.136	0.136		
fi_o = fi_RH * beta(fcu) * beta(to) =	2.185	1.409	1.005	0.400	0.400		
fi(t,to) = fi_o * beta_c(t-to) =	2.165	1.396	0.996	0.000	0.000		
gamma= fi(t,to) / (1 + 0.80*fi(t,to)) =	0.792	0.659	0.554	0.000	0.000		
% =	---	16.8	13.3	69.9	0.0		

L'andamento nel tempo della variazione delle tensioni nei trefoli viene di seguito calcolato:

Classe	2				
ρ_{1000} =	2.5 %	f_{ptk} =	1 860N/mm ²		
ρ =	9.10	σ_{pi} =	1 425N/mm ²		
t =	500 000 d	ρ =	0.766		
d_{sig_pr}/σ_{pr} =	$0.66 * \rho_{1000} * \exp z / 100\ 000 =$		0.052		
d_{sig_pr} =	74.6 N/mm ²				
d_{sig}/σ =	$a * \exp(b) * (t/1000)^c$	t	d_{sig}/σ	%	d_{sig}/σ
		giorni			
a =	1.650E-05	31	0.017	31.9	31.9
b =	6.972	180	0.023	43.5	11.5
c =	0.175 con t espresso in ore	20 000	0.052	99.3	55.8

Con $z = \beta * \mu * (t/1000)^{0.75 * (1-\mu)}$

I valori adottati per il rilassamento dei trefoli, viene calcolato esattamente all'istante convenzionale considerato nella definizione delle fasi. Per le barre, invece, si adotta a favore di sicurezza, il valore finale.

6.3 Azioni variabili da traffico

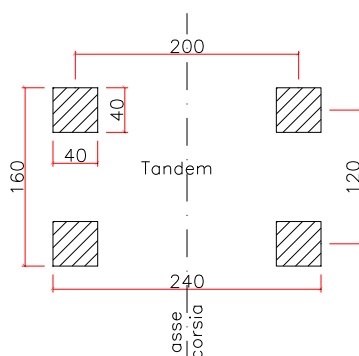
6.3.1 Carichi mobili (q_1)

Ai fini della determinazione delle azioni variabili da traffico, l'opera in oggetto è considerata come un ponte stradale di 1° **Categoria**. In relazione alla geometria della strada soprastante l'opera in esame si riportano le caratteristiche delle corsie convenzionali.

$w = \text{var.}$	larghezza di carreggiata;
$n_l = 3$	numero di corsie convenzionali;
$w_l = 3.0 \text{ m}$	larghezza di una corsia convenzionale;
$w - (3.0 \cdot n_l)$	parte rimanente.

Le azioni variabili del traffico, comprensive degli effetti dinamici, sono definite mediante lo schema di carico 1 e lo schema di carico 2. Lo schema di carico 1 (schema dimensionante per le travi) prevede:

- il carico $Q_{1,k}$ costituito da un mezzo convenzionale a due assi (carico tandem) posti ad un interasse di 1.20m lungo il senso di marcia e caratterizzati da una larghezza di 2.40m (comprese le dimensioni delle impronte);
- il carico ripartito $q_{1,k}$



F 4. Schema di carico 1 – Carico tandem

Trattandosi di ponte di 1° Categoria si considerano le intensità dei carichi riportate nella tabella seguente.

Posizione	Carico asse Q_{ik} (kN)	Carico ripartito q_{ik} (kN/m ²)
Corsia n. 1	300	9.00
Corsia n. 2	200	2.50
Corsia n. 3	100	2.50
Parte rimanente	0.00	2.50

T.1 Intensità dei carichi Q_{ik} e q_{ik} per le diverse corsie

Nelle verifiche si considerano tutte le disposizioni dei carichi variabili da traffico in maniera tale da massimizzare le sollecitazioni flettenti e taglianti (massima densità di carico, massima eccentricità del carico risultante e massimo "carico centrato") nel rispetto del numero massimo di corsie individuabili secondo norma.

6.4 Azione longitudinale di frenamento o di accelerazione (q₃)

Si riporta di seguito la valutazione dell'azione risultante di frenamento o di accelerazione q₃ per gli impalcati in esame.

$$q_3 = (0.6 \times 2 \times Q_{1k}) + (0.1 \times q_{1k} \times w_l \times L) \cong 376 \text{ kN};$$

con $L \cong 17.75 \text{ m}$.

6.5 Azioni variabili di vento e neve (q₅)

L'azione del vento è assimilata ad un carico orizzontale diretto perpendicolarmente all'asse del tracciato. Tale azione si considera agente sul piano verticale delle superfici direttamente investite. La superficie dei carichi transitori sul ponte è assimilata ad una parete rettangolare continua dell'altezza di 3.0 m a partire dal piano stradale.

6.6 Azioni sismiche (q_6)

In sede di revisione del presente Progetto Definitivo si è valutata la categoria di sottosuolo secondo le nuove indicazioni ($V_{s,eq}$) del D. M. Min. II. TT. del 17 gennaio 2018. In questa opera la categoria di sottosuolo determinata con i criteri ($V_{s,30}$) della precedente norma passa da categoria A a categoria B. Poiché la variazione in termini di PGA è modesta e non dimensionante, l'aggiornamento del calcolo sismico viene demandato al Progetto Esecutivo. In particolare, si fa riferimento ai seguenti parametri legati all'opera:

La vita nominale (V_N) dell'opera è stata assunta pari a:

$$V_N = 50 \text{ anni.}$$

La classe d'uso assunta è la **IV**, il coefficiente d'uso risulta pertanto pari a:

$$C_u = 2.0$$

Il periodo di riferimento (V_R) per l'azione sismica, data la vita nominale e la classe d'uso vale:

$$V_R = V_N \cdot C_u = 100 \text{ anni}$$

I valori di probabilità di superamento del periodo di riferimento P_{VR} , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente è:

$$P_{VR}(SLV) = 10\%$$

I parametri legati al sito e alle caratteristiche del terreno risultano i seguenti:

- Comune: Maglie (Long. 18.3133; Lat. 40.1241)
- Categoria di sottosuolo: B
- Condizione topografica: T1

Il periodo di ritorno dell'azione sismica T_R espresso in anni, vale:

$$T_R(SLD) = - \frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} = 101 \text{ anni}$$

$$T_R(SLV) = - \frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} = 949 \text{ anni}$$

Dato il valore del periodo di ritorno suddetto tramite la mappatura messa a disposizione in rete dall'*Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV)*, è possibile definire i valori di a_g , F_0 , T^*_c .

- a_g accelerazione orizzontale massima del terreno su suolo di categoria A, espressa come frazione dell'accelerazione di gravità;
- F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T^*_c periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;
- S coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_s) e dell'amplificazione topografica (S_t).

I valori delle caratteristiche sismiche (a_g , F_0 , T_c^*) per sono riportati nella seguente tabella:

STATO LIMITE	T_R	a_g	F_0	T_c^*
[-]	[anni]	[g]	[-]	[s]
SLD	101	0.029	2.390	0.278
SLV	949	0.08	2.573	0.481

F 5. Valori delle caratteristiche sismiche (a_g , F_0 , T_c^*) per il sito

L'accelerazione massima attesa al sito viene ricavata mediante la seguente relazione:

– **SLV** $\Rightarrow a_{max} = S \times a_g = 1.2 \times 0.080 \times g \cong 0.096 \times g$;

dove:

$S = S_S \times S_T = 1.2 \times 1.0 = 1.2$;

$S_S = 1.2$ coefficiente di amplificazione stratigrafica (sottosuolo tipo **B**);

$S_T = 1.0$ coefficiente di amplificazione topografica.

– **SLD** $\Rightarrow a_{max} = S \times a_g = 1.2 \times 0.029 \times g \cong 0.035 \times g$;

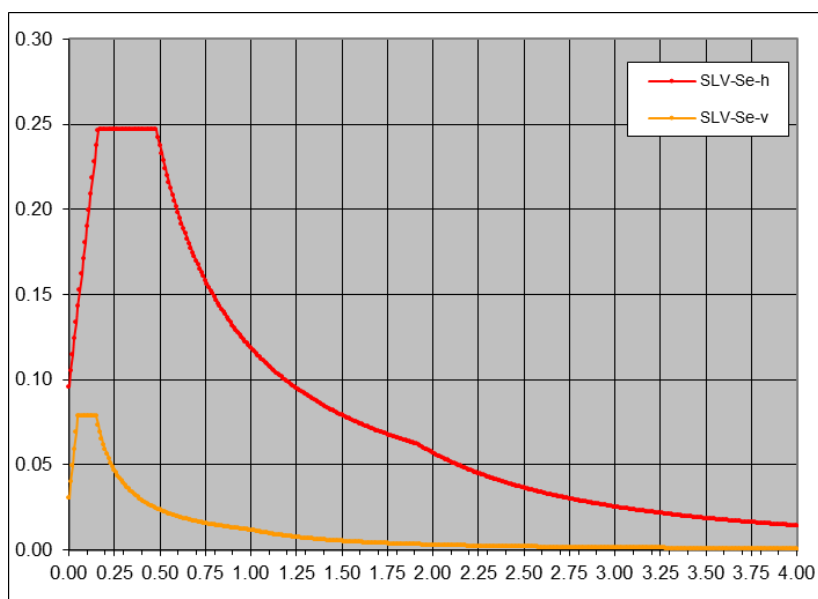
dove:

$S = S_S \times S_T = 1.2 \times 1.0 = 1.2$;

$S_S = 1.2$ coefficiente di amplificazione stratigrafica (sottosuolo tipo **B**);

$S_T = 1.0$ coefficiente di amplificazione topografica.

Di seguito si illustrano gli spettri elastici utilizzati nei calcoli. In particolare si osserva che il sisma verticale viene considerato solamente per le verifiche delle spalle mentre viene trascurato per le verifiche dell'impalcato.

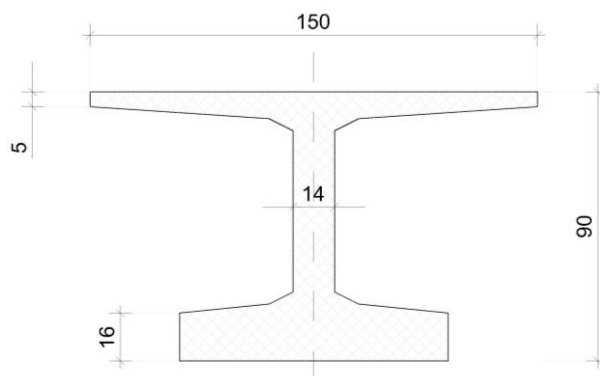


F 6. Spettro elastico in accelerazione orizzontale e verticale SLV

7. IMPALCATI - CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

7.1 Impalcato con travi in c.a.p. – Generalità

Di seguito le caratteristiche geometriche della sezione trave e della sezione trave+soletta.



F 7. Geometria sezione corrente trave – $i=1.65m$

Sezioni Caratteristiche solo calcestruzzo: Travi T H090 $i= 1.65 m$

	sezione a	sezione b	sezione c		
$h =$	0.900	0.900	0.900	m	Altezza Trave
$A =$	0.466	0.420	0.373	m^2	Area cls
$S_i =$	0.210	0.186	0.163	m^3	Momento statico alla fibra inferiore
$Y_i = S_i/A$	0.450	0.444	0.437	m	Baricentro dall'intradosso
$J_i =$	0.142	0.129	0.116	m^4	Inerzia relativa all'intradosso
$J_g =$	0.048	0.047	0.045	m^4	Inerzia relativa al baricentro
$S_g =$	0.091	0.087	0.090	m^3	Momento statico baricentrico
$bw =$	0.300	0.220	0.140	m	Larghezza della fibra baricentrica

Sezioni Caratteristiche solo calcestruzzo: Travi+soletta T H090 $i= 1.65 m$

	sezione a	sezione b	sezione c		
$h =$	1.150	1.150	1.150	m	Altezza Trave
$A =$	0.854	0.807	0.761	m^2	Area cls
$S_i =$	0.607	0.583	0.560	m^3	Momento statico alla fibra inferiore

$Y_i = S_i/A$	0.711	0.723	0.736	m	Baricentro dall'intradosso
$J_i =$	0.551	0.538	0.525	m^4	Inerzia relativa all'intradosso
$J_g =$	0.120	0.117	0.113	m^4	Inerzia relativa al baricentro

Sezioni Caratteristiche solo calcestruzzo: Travi T H090 i= 1.59 m

	sezione a	sezione b	sezione c		
h =	0.900	0.900	0.900	m	Altezza Trave
A =	0.469	0.421	0.372	m ²	Area cls
Si =	0.212	0.187	0.162	m ³	Momento statico alla fibra inferiore
Yi = Si/A	0.452	0.445	0.436	m	Baricentro dall'intradosso
Ji =	0.145	0.130	0.116	m ⁴	Inerzia relativa all'intradosso
Jg =	0.049	0.047	0.045	m ⁴	Inerzia relativa al baricentro
Sg =	0.092	0.088	0.090	m ³	Momento statico baricentrico
bw =	0.300	0.220	0.140	m	Larghezza della fibra baricentrica

Sezioni Caratteristiche solo calcestruzzo: Travi+soletta T H090 i= 1.59 m

	sezione a	sezione b	sezione c		
h =	1.150	1.150	1.150	m	Altezza Trave
A =	0.843	0.794	0.746	m ²	Area cls
Si =	0.595	0.570	0.545	m ³	Momento statico alla fibra inferiore
Yi = Si/A	0.706	0.718	0.731	m	Baricentro dall'intradosso
Ji =	0.539	0.524	0.510	m ⁴	Inerzia relativa all'intradosso
Jg =	0.119	0.115	0.112	m ⁴	Inerzia relativa al baricentro

8. IMPALCATI - ANALISI STRUTTURALE

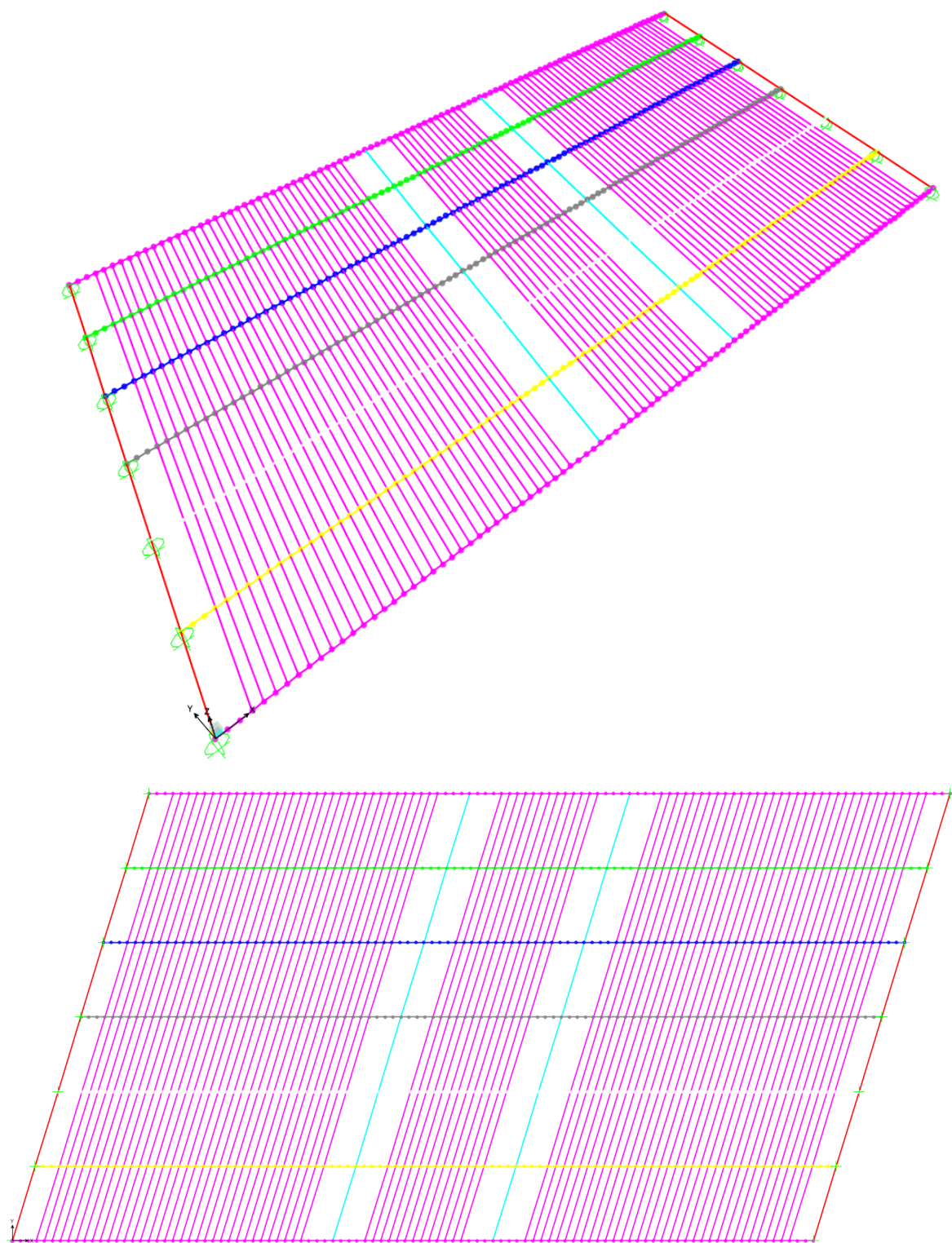
Per le travi di impalcato i modelli di calcolo delle sollecitazioni considerano la trave isolata semplicemente appoggiata nella fase di carico 1 (pesi propri, precompressione e getto della soletta) ed il graticcio di travi, anch'esso semplicemente appoggiato soggetto ai sovraccarichi permanenti e a carichi mobili da traffico.

8.1 Descrizione del modello di calcolo

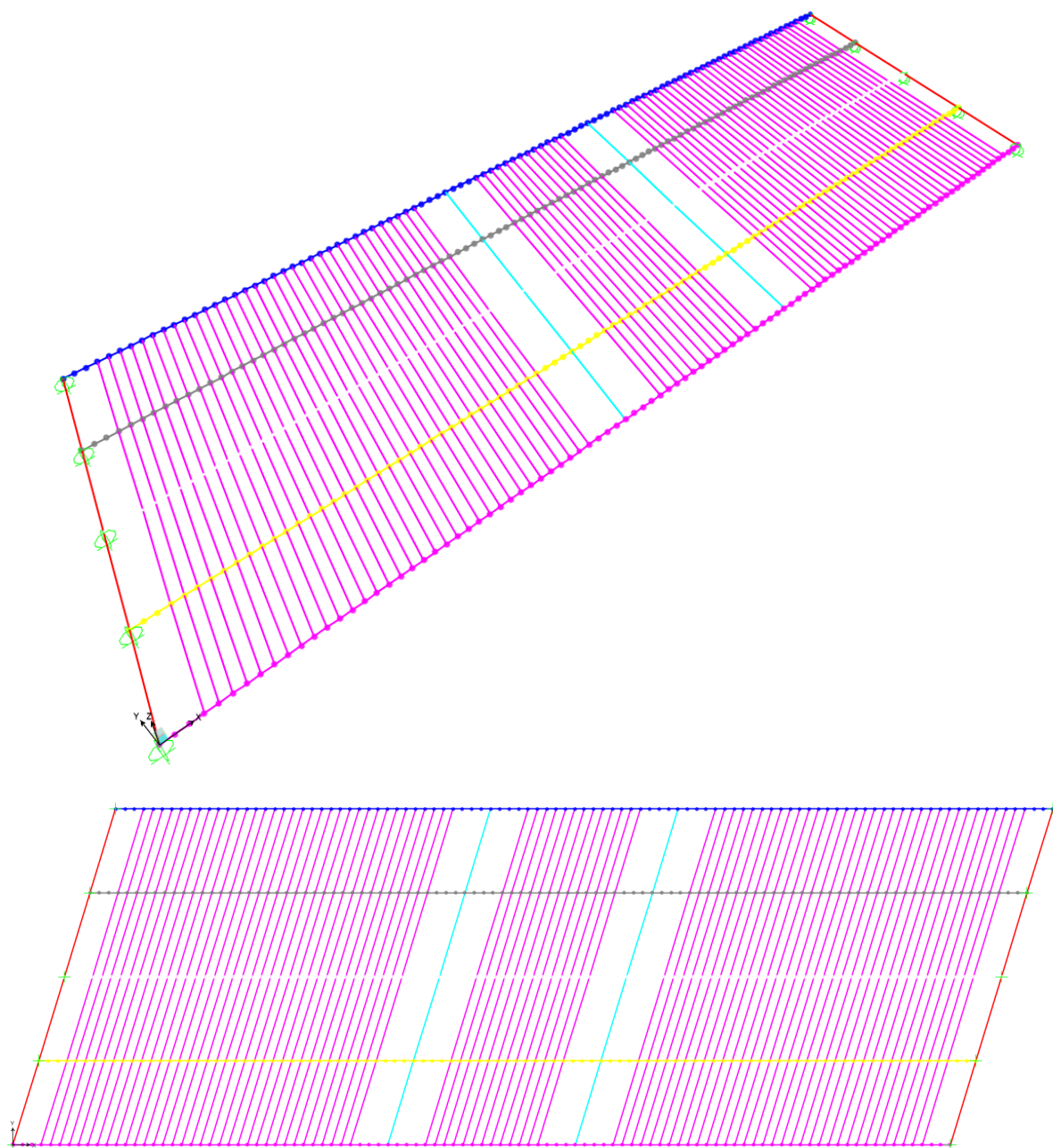
Il dimensionamento delle strutture di impalcato avviene per mezzo delle usuali formule della Scienza e Tecnica delle Costruzioni implementate su fogli di calcolo autoprodotti e mediante l'uso di programmi agli elementi finiti (SAP 2000) impiegati per l'analisi delle sollecitazioni dovute alla ripartizione trasversale dei carichi mobili sul graticcio composto dalle nervature principali e dai traversi.

Lo schema statico della struttura è a Trave Appoggiata e pertanto, si ottiene:

Carichi U.R.	Carichi Conc.
$V = p \cdot L / 2 - p \cdot x$	$V = q \cdot (L - x_c) / L$
$M = p \cdot L \cdot x / 2 - p \cdot x^2 / 2$	$M = q \cdot (L - x_c) / L \cdot x$



F 8. ST01 – Graticcio $L = 17.75m$ a 7 Travi



F 9. ST01 – Graticcio $L = 17.75m$ a 5 Travi

Le figure precedenti mettono inoltre in evidenza che al di fuori della convenzionale superficie collaborante con il traverso, il modello prevede comunque la presenza della soletta nel suo spessore originale e nella sola direzione trasversale al fine di valutare l'effetto che la disposizione dei carichi mobili induce localmente nella stessa. Le sollecitazioni dovute al carico "globale" vanno dunque combinate con gli effetti "locali" che i carichi inducono direttamente sulla soletta stessa. La combinazione tra effetti locali e globali viene eseguita secondo il dettato della EN 1993-2 Allegato E:

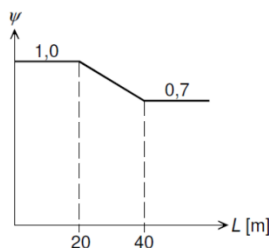
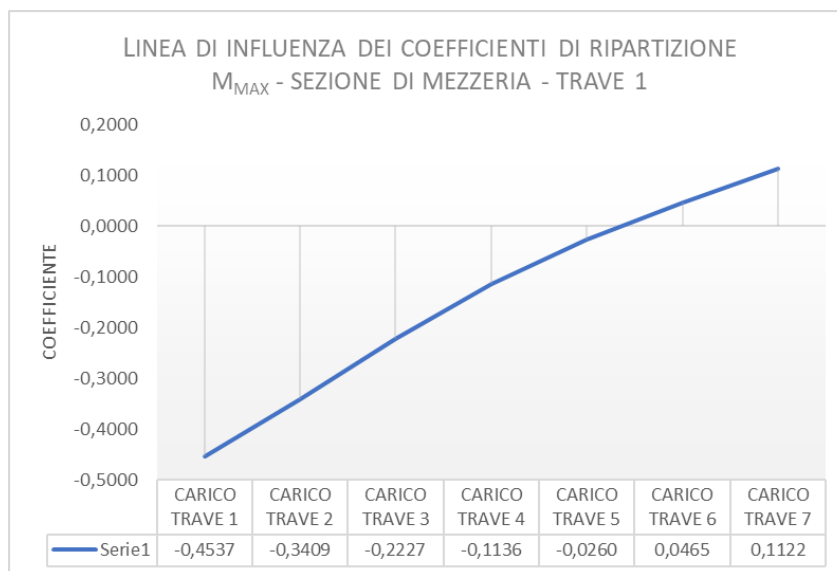


Figure E.2: Combination factor dependent on span length L

F 10. Fattore di combinazione dipendente dalla lunghezza “L” della campata

L’analisi agli elementi finiti viene condotta disponendo il carico su ciascuna delle travi costituenti il graticcio in modo distinto e separato, ottenendo così tante condizioni di carico elementari quante derivano dal prodotto del numero delle travi per le tipologie e disposizioni di carico scelte (in genere due e pari ad un carico uniformemente distribuito pari a $p = 1 \text{ kN/m}$, e la coppia di assi $Q1k = 2 \cdot 100 \text{ kN}$ applicata in mezzeria o all’intersezione trave-traverso). I risultati dell’analisi consentono quindi di costruire le linee d’influenza dei coefficienti di ripartizione delle sollecitazioni di interesse (V, T ed M) che individuano le aree da caricare per massimizzare gli effetti e scegliere la nervatura più sollecitata da sottoporre a verifica tensionale. Le sollecitazioni nominali effettive si ricavano quindi risolvendo la trave appoggiata ed applicando l’aliquota di carico definita dal diagramma costruito, di cui la figura che segue ne rappresenta un esempio generico.

Evidentemente le linee d’influenza vengono costruite per ciascuna delle sollecitazioni di interesse.



F 11. Linea d’influenza dei coefficienti di ripartizione

I modelli agli elementi finiti (FEM) implementati per la determinazione delle sollecitazioni e delle deformazioni sono del tipo unifilari ossia schematizzano l’impalcato, ed eventualmente le pile, con la loro linea d’asse. L’asse longitudinale del viadotto è disposto secondo l’asse “X” del modello numerico con verso positivo dalla spalla A alla Spalla B, l’asse verticale è “Z” diretto verso l’alto.

L'asse trasversale "Y" è ortogonale ai precedenti e forma con essi una terna destrorsa. Gli elementi frame dell'impalcato appartengono quindi al piano orizzontale "XY" e la loro numerazione assume i codici mnemonici riportati nella seguente Tabella:

Trave	Primi Nodi Travi	Nome Elementi Trave	Nodi Primo Traverso	Nome Elementi Traversi	Ultimi Nodi Travi
1	1001, 1002, ...	T1_1, T1_2, ..	1001, 2001	TR_ESTR_xxx	1100, 1101
2	2001, 2002, ..	T2_1, T2_2, ..	1041, 2041	TR_CAMP_xxx	2100, 2101
...
n	n001, n002, ...	Tn_1, Tn_2,,n01	TRV10(n-1)	n100,n101

Viene definita preliminarmente la quota altimetrica $Z = 0.00$ m che è fatta coincidere con l'estradosso dei pulvini di tutte le pile. L'intradosso dell'impalcato viene posto ad una quota di riferimento $Z_{rif} = 0.50$ m che modella l'ingombro in altezza dei baggioli e degli apparecchi d'appoggio, mentre l'asse delle travi principali è posto normalmente nel baricentro della loro sezione corrente (a meno che si esegua l'analisi dinamica per la quale la linea d'asse dell'impalcata viene più correttamente posta alla quota del baricentro delle masse).

In corrispondenza dei nodi in cui sono applicati i vincoli esterni al graticcio (appoggi) si definiscono i gradi di libertà vincolati dal tipo specifico di apparecchio usato tali aste si simulano, attraverso il rilascio degli opportuni gradi di libertà interni alle aste, le reali condizioni di vincolo tra impalcato e strutture di elevazione.

Le caratteristiche geometriche degli elementi strutturali impiegati nel modello numerico sono riportati nelle seguenti tabelle:

Graticcio L=17.75m – 7 travi – interasse 1.65m				
Nome Sez.	A	$I_3 = J_{yy}$	$I_2 = J_{zz}$	J = Tors = K_x
[-]	[m ²]	[m ⁴]	[m ⁴]	[m ⁴]
Trave+Soletta	0.7787	0.1149	0.1218	5.454e-3
Traverso Appoggi	0.5819	0.0708	0.0194	0.0164
Traverso Campata	0.5806	0.0676	0.0420	9.360e-3
Soletta	0.0444	1.165e-4	2.311e-4	1.394e-4

Graticcio L=17.75m – 5 travi – interasse 1.59m				
Nome Sez.	A	$I_3 = J_{yy}$	$I_2 = J_{zz}$	J = Tors = K_x
[-]	[m ²]	[m ⁴]	[m ⁴]	[m ⁴]
Trave+Soletta	0.7637	0.1136	0.1119	5.310e-3
Traverso Appoggi	0.5819	0.0708	0.0194	0.0164
Traverso Campata	0.5806	0.0676	0.0420	9.360e-3
Soletta	0.0444	1.165e-4	2.311e-4	1.394e-4

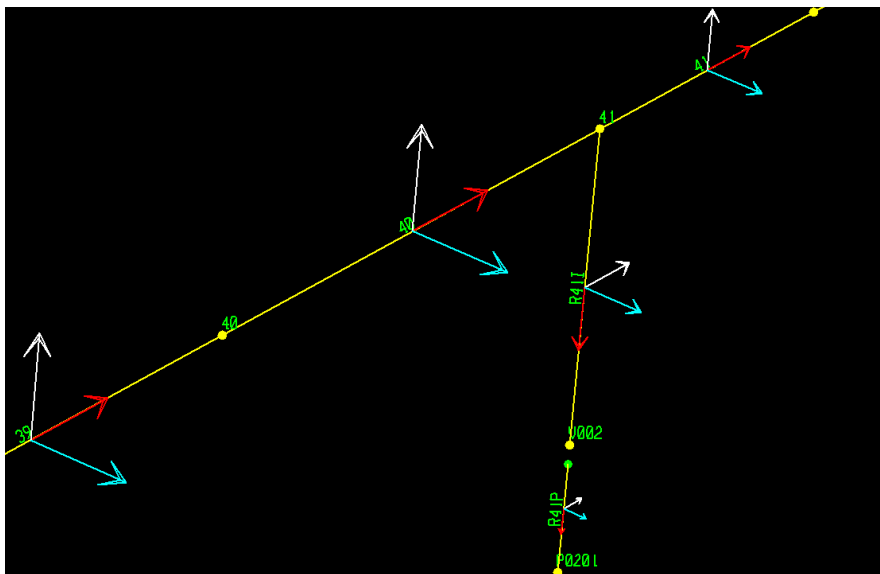
Al fine di agevolare la lettura dell'output del programma SAP2000 si riportano di seguito le corrispondenze tra le sollecitazioni, le reazioni e gli assi locali e globali degli elementi frame impiegati nel modello e le convenzioni di segno assunte nell'impiego del programma "RC-SEC" con il quale vengono eseguite le verifiche SLU e SLE a presso-flessione deviata:

Sollecitazione	Reazioni SAP2000	Frame SAP2000	Verifiche RC-SEC
N	F3	P	N
F_long	F1	V2	Fx
F_trasv	F2	V3	Fy
M_long	M2	M3	My
M_trasv	M1	M2	Mx
M_torc	M3	T	Mz

Nella lettura degli assi locali del programma SAP2000 si verifica la seguente corrispondenza con gli assi globali di riferimento e ne consegue il seguente orientamento delle rigidezze:

Asse locale	Colore	Impalcato	Pile
1	Rosso	X	-Z
2	Bianco	Z	X
3	Ciano	-Y	-Y

Codice	Inerzia	Impalcato	Pile
K1	Torsionale	X	-Z
I22	Flessionale	Z	X
I33	Flessionale	-Y	-Y



F 12. Convenzione orientamento assi locali

8.2 Descrizione dei carichi applicati

I carichi applicati, come precedentemente specificato, sono solo quelli relativi ai permanenti portati ed ai carichi mobili. Di seguito una descrizione della procedura utilizzata per la schematizzazione dei carichi mobili.

8.2.1 Carichi mobili (q_1)

Le sollecitazioni prodotte dall'azione dei carichi mobili sull'impalcato sono state calcolate, nelle sezioni di verifica, disponendo la parte uniformemente distribuita del carico mobile su tutta la luce e la posizione degli assi Q_{1k} nella posizione più sfavorevole per la sezione esaminata (Scienza delle Costruzioni).

8.3 Diagrammi delle caratteristiche della sollecitazione

Nelle seguenti tabelle si mostrano gli andamenti delle sollecitazioni flettenti nell'impalcato (le sollecitazioni torsionali sono praticamente nulle in relazione alla modesta rigidità torsionale del sistema di travi e trasversi.

A: Peso Proprio – Trave L= 17.75 m – Impalcato 7 travi

sezione	ascissa m	V kN	T kNm	M kNm
1	0.00	87.7	0.0	0.0
2	0.75	79.0	0.0	62.5
3	1.50	70.2	0.0	118.4
4	1.70	67.9	0.0	132.3
5	2.00	64.4	0.0	152.1
6	3.00	54.8	0.0	215.9
7	3.00	54.8	0.0	216.0
8	3.50	50.2	0.0	244.7
9	4.00	45.5	0.0	271.0
10	4.50	40.8	0.0	295.0
11	4.50	40.8	0.0	295.0
12	5.00	36.2	0.0	316.7
13	5.50	31.5	0.0	336.1
14	6.00	26.8	0.0	353.1
15	6.50	22.2	0.0	367.8
16	7.00	17.5	0.0	380.1
17	7.50	12.8	0.0	390.2
18	8.00	8.2	0.0	397.8
19	8.50	3.5	0.0	403.2
20	8.88	0.0	0.0	405.7

D: Traversi + Dalle – Trave L= 17.75 m – Impalcato 7 travi

sezione	ascissa m	V kN	T kNm	M kNm
1	0.00	8.5	0.0	0.0
2	0.75	8.5	0.0	6.4
3	1.50	8.5	0.0	12.8
4	1.70	8.5	0.0	14.5
5	2.00	8.5	0.0	17.1
6	3.00	8.5	0.0	25.6
7	3.00	8.5	0.0	25.6
8	3.50	8.5	0.0	29.9
9	4.00	8.5	0.0	34.2
10	4.50	8.5	0.0	38.4
11	4.50	8.5	0.0	38.5
12	5.00	8.5	0.0	42.7
13	5.50	8.5	0.0	47.0
14	6.00	8.5	0.0	51.3
15	6.50	8.5	0.0	55.5
16	7.00	8.5	0.0	59.8
17	7.50	0.0	0.0	60.7
18	8.00	0.0	0.0	60.7
19	8.50	0.0	0.0	60.7
20	8.88	0.0	0.0	60.7

D: Getto soletta – Trave L= 17.75 m – Impalcato 7 travi

sezione	ascissa m	V kN	T kNm	M kNm
1	0.00	91.9	0.0	0.0
2	0.75	84.2	0.0	66.0
3	1.50	76.4	0.0	126.2
4	1.70	74.3	0.0	141.3
5	2.00	71.2	0.0	163.1
6	3.00	60.9	0.0	229.1
7	3.00	60.8	0.0	229.2
8	3.50	55.7	0.0	258.3
9	4.00	50.5	0.0	284.8
10	4.50	45.3	0.0	308.7
11	4.50	45.3	0.0	308.8
12	5.00	40.1	0.0	330.1
13	5.50	35.0	0.0	348.9
14	6.00	29.8	0.0	365.1
15	6.50	24.6	0.0	378.7
16	7.00	19.4	0.0	389.7
17	7.50	14.2	0.0	398.1
18	8.00	9.1	0.0	403.9
19	8.50	3.9	0.0	407.2
20	8.88	0.0	0.0	407.9

F: Sovraccarichi Permanenti – Trave L= 17.75 m – Impalcato 7 travi

sezione	ascissa m	V kN	T kNm	M kNm
1	0.00	56.2	0.0	0.0
2	0.75	51.4	0.0	31.7
3	1.50	46.7	0.0	60.5
4	1.70	45.4	0.0	67.8
5	2.00	43.5	0.0	78.2
6	3.00	37.2	0.0	109.9
7	3.00	37.2	0.0	109.9
8	3.50	34.0	0.0	123.9
9	4.00	30.8	0.0	136.6
10	4.50	27.7	0.0	148.1
11	4.50	27.7	0.0	148.1
12	5.00	24.5	0.0	158.3
13	5.50	21.4	0.0	167.3
14	6.00	18.2	0.0	175.1
15	6.50	15.0	0.0	181.6
16	7.00	11.9	0.0	186.9
17	7.50	8.7	0.0	190.9
18	8.00	5.5	0.0	193.7
19	8.50	2.4	0.0	195.3
20	8.88	0.0	0.0	195.6

I1: Sovraccarichi Mobili M>0 (A tempo 0) – Trave L= 17.75 m – Impalcato 7 travi

sezione	ascissa m	V kN	T kNm	M kNm
1	0.00	304.5	0.0	0.0
2	0.75	288.2	0.0	261.8
3	1.50	271.9	0.0	500.4
4	1.70	267.6	0.0	560.2
5	2.00	261.1	0.0	646.7
6	3.00	239.4	0.0	908.2
7	3.00	239.4	0.0	908.4
8	3.50	228.5	0.0	1 023.9
9	4.00	217.7	0.0	1 129.1
10	4.50	206.8	0.0	1 223.9
11	4.50	206.8	0.0	1 224.1
12	5.00	196.0	0.0	1 308.8
13	5.50	185.1	0.0	1 383.2
14	6.00	174.2	0.0	1 447.3
15	6.50	163.4	0.0	1 501.2
16	7.00	152.5	0.0	1 544.9
17	7.50	141.7	0.0	1 578.2
18	8.00	130.8	0.0	1 601.3
19	8.50	120.0	0.0	1 614.1
20	8.88	111.8	0.0	1 617.0

H: Ritiro differenziale (A tempo infinito) – Trave L= 17.75 m – Impalcato 7 travi

sezione	ascissa m	V kN	T kNm	M kNm
1	0.00	0.0	0.0	135.2
2	0.75	0.0	0.0	135.2
3	1.50	0.0	0.0	135.2
4	1.70	0.0	0.0	125.1
5	2.00	0.0	0.0	125.1
6	3.00	0.0	0.0	125.1
7	3.00	0.0	0.0	126.9
8	3.50	0.0	0.0	126.9
9	4.00	0.0	0.0	126.9
10	4.50	0.0	0.0	126.9
11	4.50	0.0	0.0	127.4
12	5.00	0.0	0.0	127.4
13	5.50	0.0	0.0	127.4
14	6.00	0.0	0.0	127.4
15	6.50	0.0	0.0	127.4
16	7.00	0.0	0.0	127.4
17	7.50	0.0	0.0	127.4
18	8.00	0.0	0.0	127.4
19	8.50	0.0	0.0	127.4
20	8.88	0.0	0.0	127.4

N= -417.8 kN

A: Peso Proprio – Trave L= 17.75 m – Impalcato 5 travi

sezione	ascissa m	V kN	T kNm	M kNm
1	0.00	87.7	0.0	0.0
2	0.75	78.9	0.0	62.5
3	1.50	70.1	0.0	118.4
4	1.70	67.8	0.0	132.2
5	2.00	64.3	0.0	152.0
6	3.00	54.7	0.0	215.9
7	3.00	54.7	0.0	216.0
8	3.50	50.1	0.0	244.7
9	4.00	45.4	0.0	271.1
10	4.50	40.8	0.0	295.1
11	4.50	40.7	0.0	295.2
12	5.00	36.1	0.0	316.9
13	5.50	31.4	0.0	336.4
14	6.00	26.8	0.0	353.5
15	6.50	22.1	0.0	368.2
16	7.00	17.5	0.0	380.7
17	7.50	12.8	0.0	390.8
18	8.00	8.1	0.0	398.6
19	8.50	3.5	0.0	404.0
20	8.88	0.0	0.0	406.6

D: Traversi+dalle – Trave L= 17.75 m – Impalcato 5 travi

sezione	ascissa m	V kN	T kNm	M kNm
1	0.00	8.6	0.0	0.0
2	0.75	8.6	0.0	6.4
3	1.50	8.6	0.0	12.8
4	1.70	8.6	0.0	14.5
5	2.00	8.6	0.0	17.1
6	3.00	8.6	0.0	25.7
7	3.00	8.6	0.0	25.7
8	3.50	8.6	0.0	29.9
9	4.00	8.6	0.0	34.2
10	4.50	8.6	0.0	38.5
11	4.50	8.6	0.0	38.5
12	5.00	8.6	0.0	42.8
13	5.50	8.6	0.0	47.0
14	6.00	8.6	0.0	51.3
15	6.50	8.6	0.0	55.6
16	7.00	8.6	0.0	59.9
17	7.50	0.0	0.0	60.7
18	8.00	0.0	0.0	60.7
19	8.50	0.0	0.0	60.7
20	8.88	0.0	0.0	60.7

D: Getto soletta – Trave L= 17.75 m – Impalcato 5 travi

sezione	ascissa m	V kN	T kNm	M kNm
1	0.00	88.2	0.0	0.0
2	0.75	80.7	0.0	63.4
3	1.50	73.3	0.0	121.1
4	1.70	71.3	0.0	135.6
5	2.00	68.3	0.0	156.5
6	3.00	58.4	0.0	219.8
7	3.00	58.4	0.0	219.9
8	3.50	53.4	0.0	247.8
9	4.00	48.4	0.0	273.3
10	4.50	43.5	0.0	296.2
11	4.50	43.5	0.0	296.3
12	5.00	38.5	0.0	316.8
13	5.50	33.5	0.0	334.8
14	6.00	28.6	0.0	350.3
15	6.50	23.6	0.0	363.3
16	7.00	18.6	0.0	373.9
17	7.50	13.7	0.0	382.0
18	8.00	8.7	0.0	387.6
19	8.50	3.7	0.0	390.7
20	8.88	0.0	0.0	391.4

F: Sovraccarichi Permanenti – Trave L= 17.75 m – Impalcato 5 travi

sezione	ascissa m	V kN	T kNm	M kNm
1	0.00	50.3	0.0	0.0
2	0.75	46.0	0.0	29.4
3	1.50	41.8	0.0	56.2
4	1.70	40.7	0.0	62.9
5	2.00	39.0	0.0	72.6
6	3.00	33.3	0.0	102.0
7	3.00	33.3	0.0	102.0
8	3.50	30.5	0.0	114.9
9	4.00	27.6	0.0	126.8
10	4.50	24.8	0.0	137.4
11	4.50	24.8	0.0	137.4
12	5.00	22.0	0.0	146.9
13	5.50	19.1	0.0	155.3
14	6.00	16.3	0.0	162.5
15	6.50	13.5	0.0	168.5
16	7.00	10.6	0.0	173.4
17	7.50	7.8	0.0	177.2
18	8.00	5.0	0.0	179.8
19	8.50	2.1	0.0	181.2
20	8.88	0.0	0.0	181.5

I1: Sovraccarichi Mobili M>0 (A tempo 0) – Trave L= 17.75 m – Impalcato 5 travi

sezione	ascissa m	V kN	T kNm	M kNm
1	0.00	306.4	0.0	0.0
2	0.75	290.1	0.0	263.6
3	1.50	273.8	0.0	503.9
4	1.70	269.5	0.0	564.1
5	2.00	263.0	0.0	651.2
6	3.00	241.3	0.0	914.6
7	3.00	241.3	0.0	914.8
8	3.50	230.4	0.0	1 031.1
9	4.00	219.6	0.0	1 137.1
10	4.50	208.8	0.0	1 232.5
11	4.50	208.7	0.0	1 232.7
12	5.00	197.9	0.0	1 318.0
13	5.50	187.0	0.0	1 392.9
14	6.00	176.2	0.0	1 457.6
15	6.50	165.3	0.0	1 511.8
16	7.00	154.5	0.0	1 555.8
17	7.50	143.6	0.0	1 589.4
18	8.00	132.8	0.0	1 612.6
19	8.50	121.9	0.0	1 625.5
20	8.88	113.8	0.0	1 628.4

H: Ritiro differenziale (A tempo infinito) – Trave L= 17.75 m – Impalcato 5 travi

sezione	ascissa m	V kN	T kNm	M kNm
1	0.00	0.0	0.0	131.8
2	0.75	0.0	0.0	131.8
3	1.50	0.0	0.0	131.8
4	1.70	0.0	0.0	122.6
5	2.00	0.0	0.0	122.6
6	3.00	0.0	0.0	122.6
7	3.00	0.0	0.0	124.2
8	3.50	0.0	0.0	124.2
9	4.00	0.0	0.0	124.2
10	4.50	0.0	0.0	124.2
11	4.50	0.0	0.0	124.8
12	5.00	0.0	0.0	124.8
13	5.50	0.0	0.0	124.8
14	6.00	0.0	0.0	124.8
15	6.50	0.0	0.0	124.8
16	7.00	0.0	0.0	124.8
17	7.50	0.0	0.0	124.8
18	8.00	0.0	0.0	124.8
19	8.50	0.0	0.0	124.8
20	8.88	0.0	0.0	124.8

N= 401.4 kN

9. IMPALCATI – VERIFICA ELEMENTI PRINCIPALI

9.1 PREMESSA

Le verifiche di resistenza sono condotte in campo elastico. Le verifiche di resistenza degli elementi sono condotte secondo il metodo degli stati limite; in particolare per le travi in c.a.p. si riportano le verifiche dello stato tensionale allo *SLE* e le verifiche a rottura allo *SLU*.

L'unità di misura utilizzata per le tensioni sono i N/mm^2 (MPa).

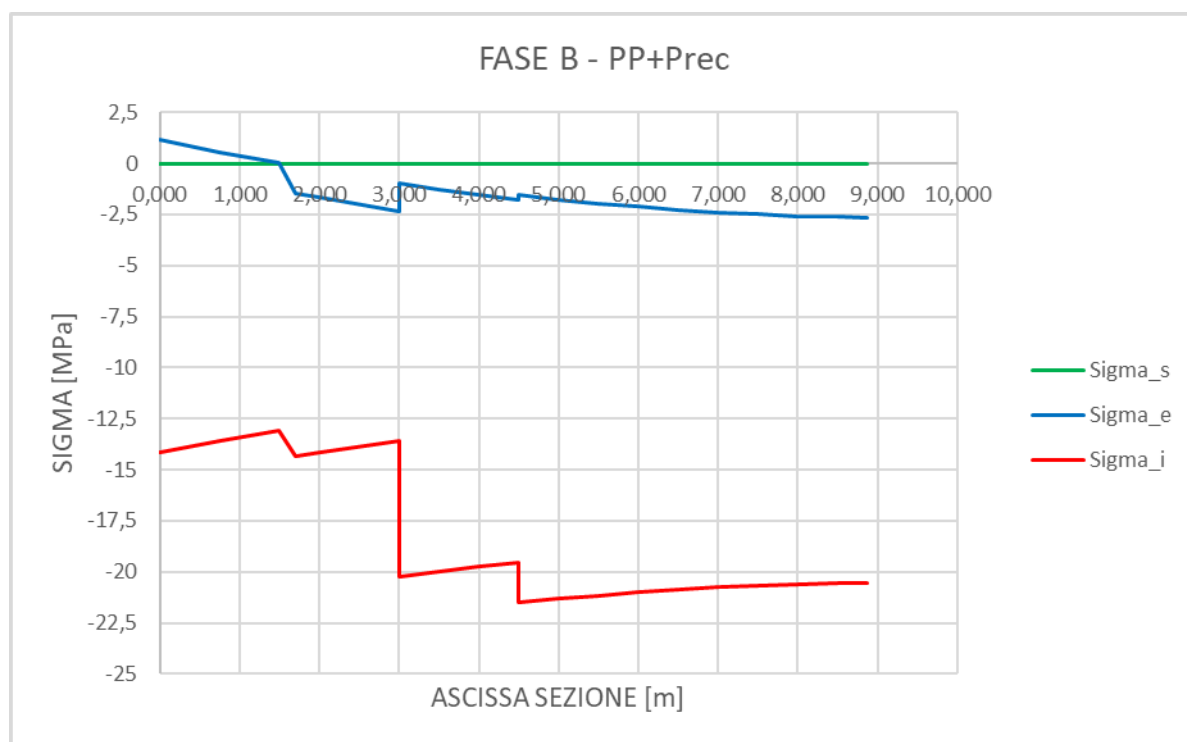
Le caratteristiche inerziali delle sezioni di verifica sono state calcolate per gli impalcati con travi in c.a.p. tenendo conto della larghezza collaborante di soletta assunta, in prima approssimazione, pari all'interasse delle travi in c.a.p..

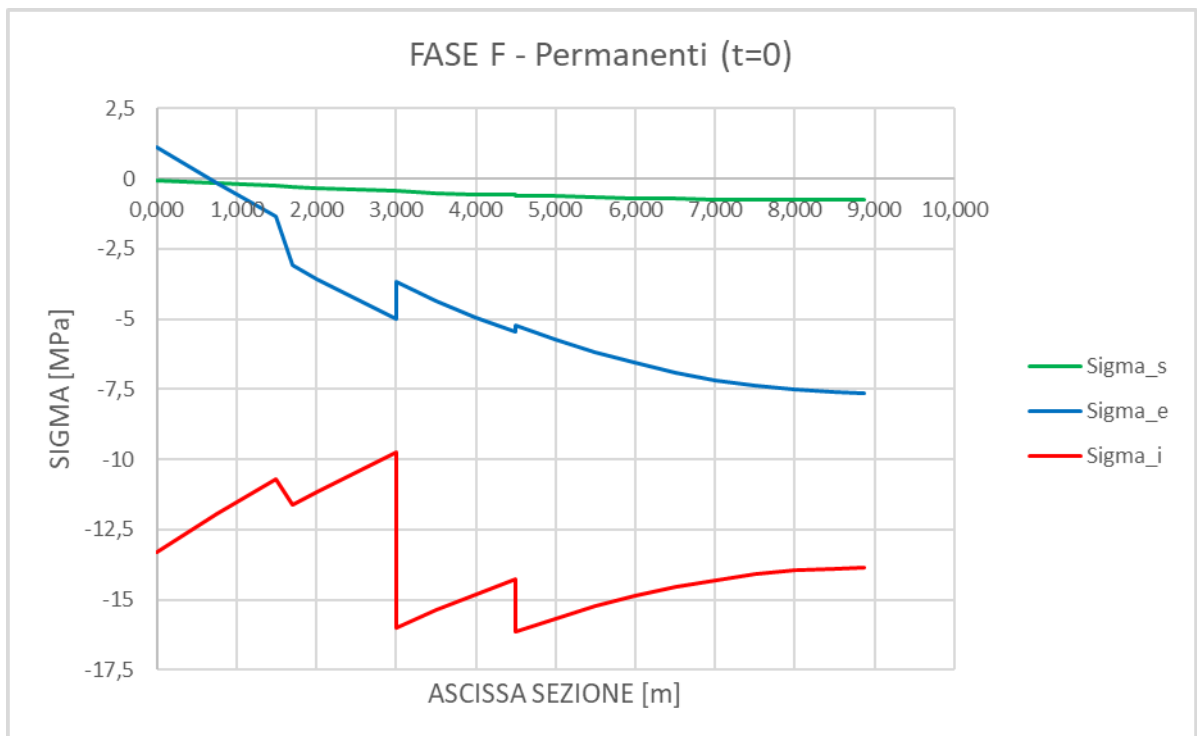
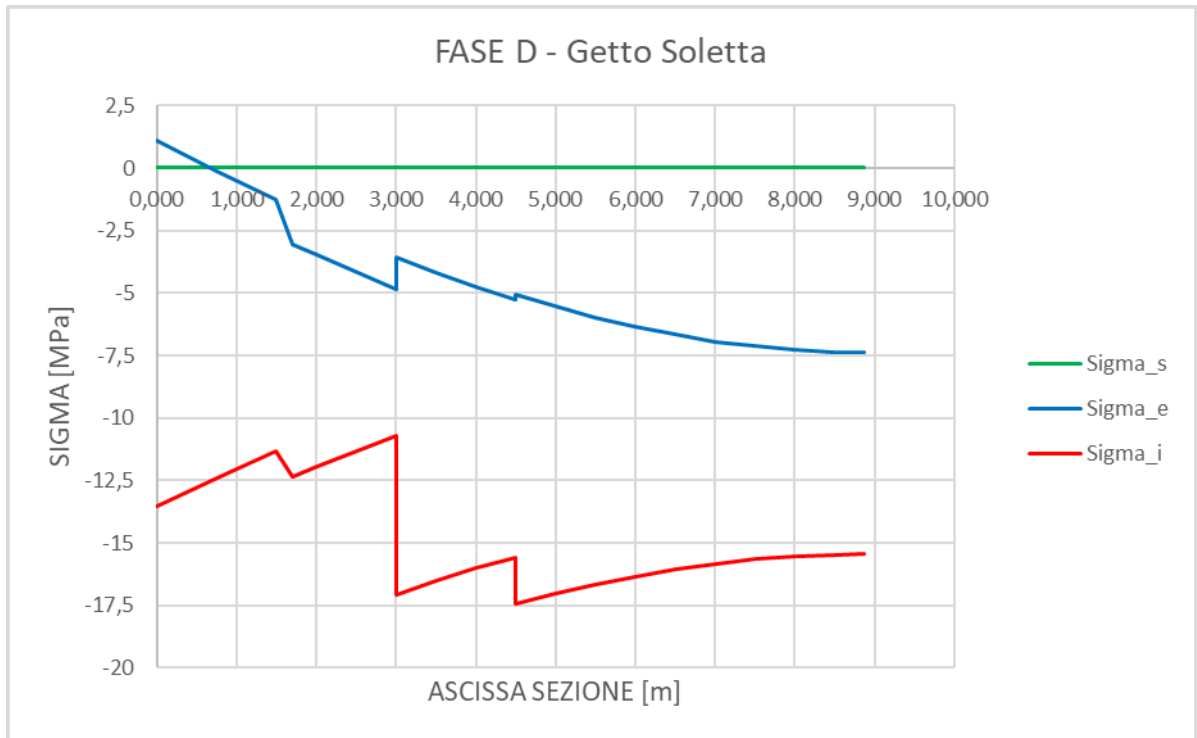
Si segnala in particolare che per la sezione di mezzeria degli impalcati con travi in c.a.p. si riportano le tensioni massime e minime relative alla combinazione rara (più gravosa) e sempre rispetto a tale combinazione si effettua, in assoluto favore di sicurezza, la verifica a fessurazione; i valori dello stato tensionale finale sono ricavati come somma dei singoli contributi tensionali ottenuti ovviamente utilizzando i moduli di resistenza pertinenti alla fase di calcolo considerata per determinare la rispettiva sollecitazione.

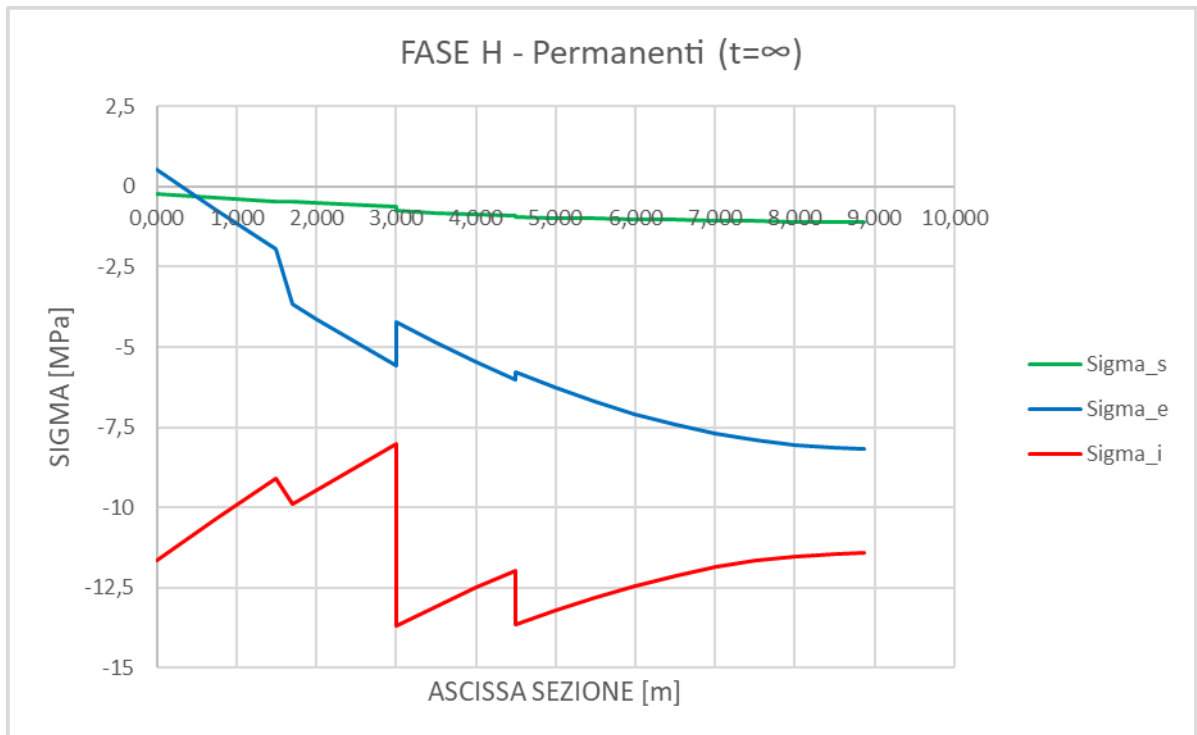
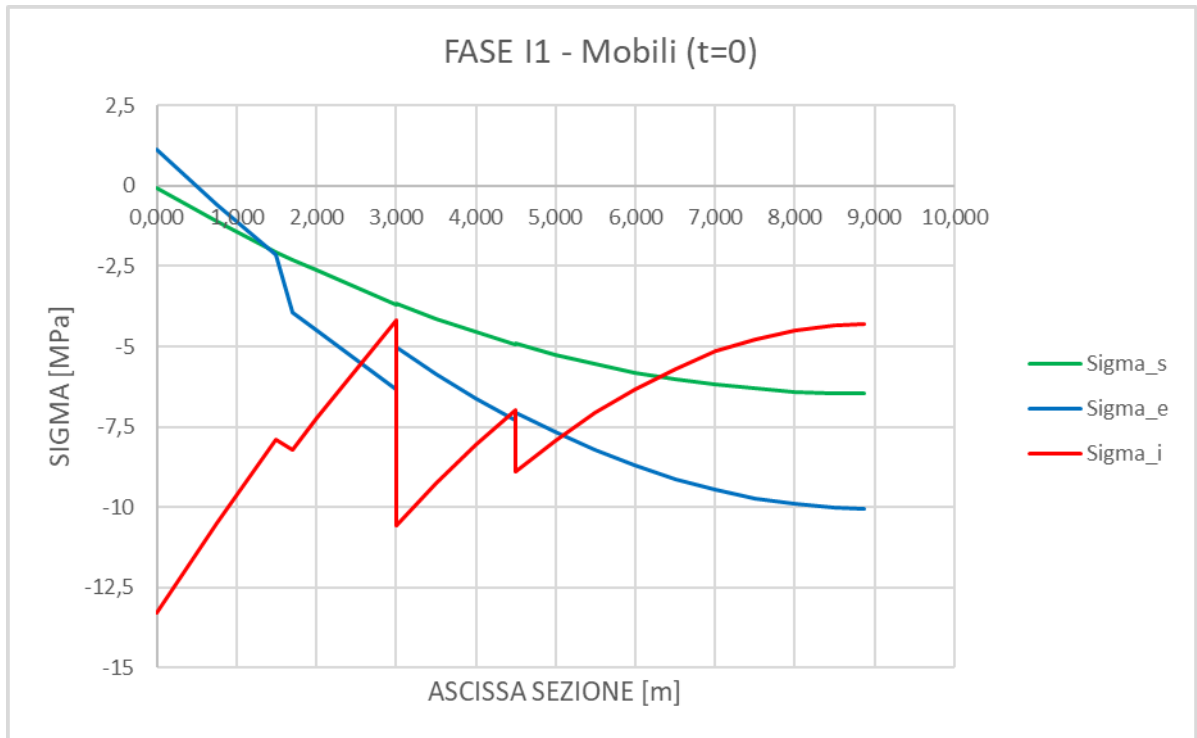
9.2 VERIFICA TRAVI L= 17.75 m – Impalcato 7 travi

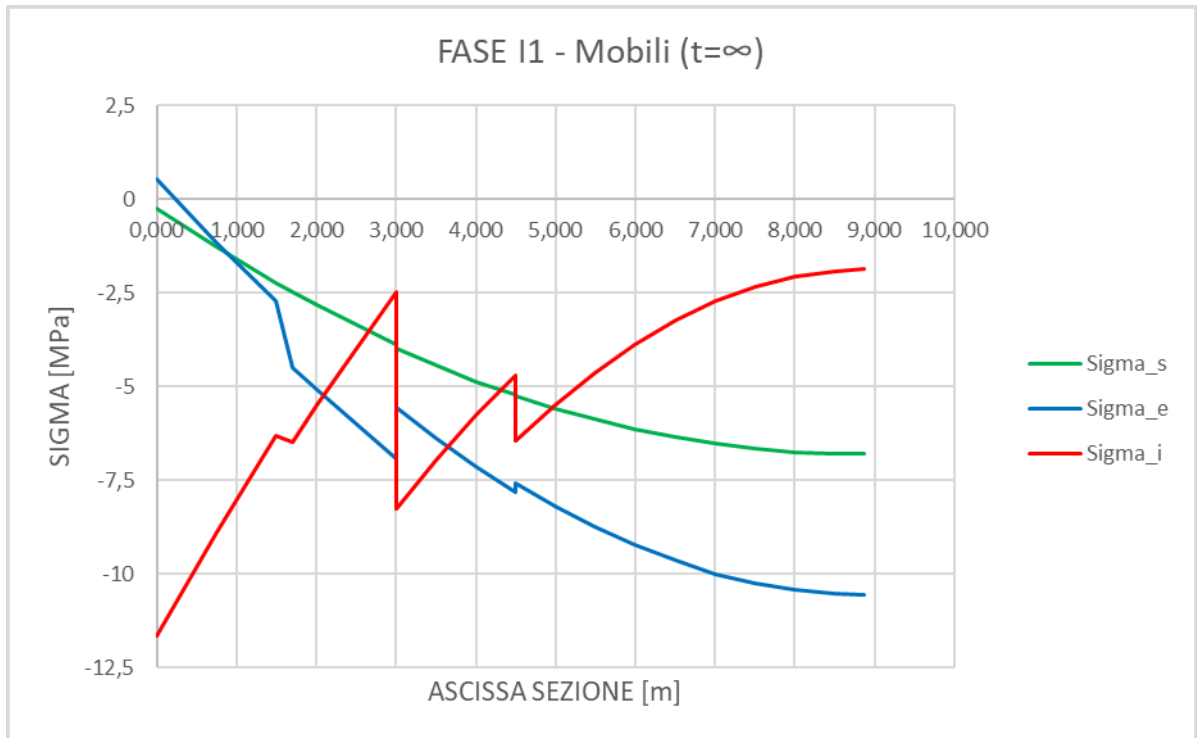
9.2.1 Verifiche SLE

Nei tabulati successivi sono riportate le verifiche delle tensioni normali per le travi principali di impalcato; nel calcolo dello stato tensionale non si è tenuto conto, in favore di sicurezza, dell'armatura lenta prevista e disposta nella trave ed in soletta. I risultati ottenuti mostrano che i valori delle tensioni sono sempre al di sotto dei valori limite di compressione e al di sotto del valore limite di trazione assunto cautelativamente pari a f_{ctm} .









Riepilogando le tensioni massime e minime sono riassunte nella seguente Tabella:

Fase	Tensioni totali MAX (N/mm ²)			Tensioni totali MIN (N/mm ²)		
	sig_s	sig_e	sig_i	sig_s	sig_e	sig_i
A : Peso proprio trave	0.0	0.0	3.5	0.0	-4.1	0.0
B : Precompressione	0.0	1.1	-13.1	0.0	-2.7	-21.5
C : Cadute di tensione	0.0	1.1	-12.5	0.0	-2.7	-20.5
D : Getto soletta	0.0	1.1	-10.7	0.0	-7.4	-17.4
E : Cadute di tensione	-0.0	1.1	-10.4	-0.1	-7.4	-17.0
F : Sovrac. Permanenti	-0.0	1.1	-9.7	-0.8	-7.6	-16.1
A tempo 0						
I1 : Sovra. Mobili M>0	-0.0	1.1	-4.2	-6.5	-10.0	-13.3
I2: non usato	-0.0	1.1	-9.7	-0.8	-7.6	-16.1
A tempo infinito						
G : Cadute di tensione	-0.3	1.2	-8.2	-1.1	-7.4	-13.9
H: Ritiro differenziale	-0.2	0.5	-8.0	-1.1	-8.2	-13.7
I1 : Sovrac. Mobili M>0	-0.2	0.5	-1.9	-6.8	-10.6	-11.7
I2: non usato	-0.2	0.5	-8.0	-1.1	-8.2	-13.7
	0.0	1.1	-10.7	0.0	-7.4	-21.5
	-0.0	1.2	-1.9	-6.8	-10.6	-17.0

Verifica a Fessurazione

sezione	ascissa m	Tipo_sez	Fibra Inferiore			
			Msd kNm	Mfes kNm	sf	
1	0.00	a	135.2	2 518.4	18.62	
2	0.75	a	498.2	2 521.6	5.06	
3	1.50	a	828.6	2 524.4	3.05	
4	1.70	c	901.1	2 497.1	2.77	
5	2.00	c	1 020.7	2 498.1	2.45	
6	3.00	c	1 386.8	2 501.4	1.80	
7	3.00	c	1 388.9	3 493.3	2.52	
8	3.50	c	1 551.6	3 495.5	2.25	
9	4.00	c	1 700.4	3 497.5	2.06	
10	4.50	c	1 835.1	3 499.4	1.91	
11	4.50	c	1 835.9	3 801.8	2.07	
12	5.00	c	1 957.0	3 803.6	1.94	
13	5.50	c	2 064.2	3 805.2	1.84	
14	6.00	c	2 157.5	3 806.6	1.76	
15	6.50	c	2 237.0	3 807.8	1.70	
16	7.00	c	2 302.6	3 808.9	1.65	
17	7.50	c	2 351.0	3 809.6	1.62	
18	8.00	c	2 384.6	3 810.2	1.60	
19	8.50	c	2 404.4	3 810.6	1.58	
20	8.88	c	2 410.1	3 810.7	1.58	
					min	1.58

Verifica Controfreccia

	γ	f' mm	f'' mm	
Pesi Propri e Sovrac.i Permanenti	1.000	16.2	16.2	
Precompressione e Fenomeni Lenti	1.000	-25.7	-25.7	
I1 : Sovraccarichi Mobili M>0	0.250	17.8	4.5	
<hr/>				
	$\delta =$	8.3	-5.1	< 0.0

Verifica Inflessione

	γ	f' mm	f'' mm	L/f
I1 : Sovraccarichi Mobili M>0	0.750	17.8	13.4	
<hr/>				
	$\delta =$	17.8	13.4	1 329 > 700

9.2.2 Verifiche SLU

Verifiche a Flessione

sezione	ascissanum_tref m	Nsd kN	Msd kNm	x/d	x_nn mm	Af_inf mm ²	Nrd kN	Mrd kNm	sf		
1	0.00	16	-501.4	162.3	0.175	192	1 407	-503.4	3 868.9	23.84	
2	0.75	16	-501.4	745.3	0.175	192	1 407	-503.4	3 868.9	5.19	
3	1.50	16	-501.4	1 276.3	0.175	192	1 407	-503.4	3 868.9	3.03	
4	1.70	16	-501.4	1 396.9	0.175	192	1 407	-503.4	3 856.8	2.76	
5	2.00	16	-501.4	1 589.2	0.175	192	1 407	-503.4	3 856.8	2.43	
6	3.00	16	-501.4	2 176.4	0.175	192	1 407	-503.4	3 856.8	1.77	
7	3.00	22	-501.4	2 179.1	0.214	234	1 407	-501.6	4 953.1	2.27	
8	3.50	22	-501.4	2 439.7	0.214	234	1 407	-501.6	4 953.1	2.03	
9	4.00	22	-501.4	2 678.0	0.214	234	1 407	-501.6	4 953.1	1.85	
10	4.50	22	-501.4	2 893.6	0.214	234	1 407	-501.6	4 953.1	1.71	
11	4.50	24	-501.4	2 894.7	0.226	247	1 407	-502.7	5 289.6	1.83	
12	5.00	24	-501.4	3 088.2	0.226	247	1 407	-502.7	5 289.6	1.71	
13	5.50	24	-501.4	3 259.4	0.226	247	1 407	-502.7	5 289.6	1.62	
14	6.00	24	-501.4	3 408.3	0.226	247	1 407	-502.7	5 289.6	1.55	
15	6.50	24	-501.4	3 534.8	0.226	247	1 407	-502.7	5 289.6	1.50	
16	7.00	24	-501.4	3 638.9	0.226	247	1 407	-502.7	5 289.6	1.45	
17	7.50	24	-501.4	3 716.0	0.226	247	1 407	-502.7	5 289.6	1.42	
18	8.00	24	-501.4	3 769.6	0.226	247	1 407	-502.7	5 289.6	1.40	
19	8.50	24	-501.4	3 800.9	0.226	247	1 407	-502.7	5 289.6	1.39	
20	8.88	24	-501.4	3 809.6	0.226	247	1 407	-502.7	5 289.6	1.39	
					min	192				min	1.39

Verifiche a Taglio

sezione	ascissa m	b_wn mm	Vsd kN	ctg_q	Asw/s mm ² /m	Vrd_min kN	Vr,cd kN	Vr,sd kN	Vrd kN	sf
1	0.00	300	749.3	1.000	2 262	804.6	2 331.4	874.9	874.9	1.17
2	0.75	300	697.9	1.000	2 262	804.6	2 331.8	874.9	874.9	1.25
3	1.50	300	646.5	1.000	2 262	804.6	2 332.2	874.9	874.9	1.35
4	1.70	140	632.8	1.000	2 262	375.5	1 102.7	874.9	874.9	1.38
5	2.00	140	612.3	1.000	2 262	375.5	1 102.7	874.9	874.9	1.43
6	3.00	140	546.7	1.000	2 262	375.5	1 102.7	874.9	874.9	1.60
7	3.00	140	546.6	1.000	1 571	375.5	1 102.7	607.5	607.5	1.11
8	3.50	140	513.9	1.000	1 571	375.5	1 102.7	607.5	607.5	1.18
9	4.00	140	481.2	1.000	1 571	375.5	1 102.7	607.5	607.5	1.26
10	4.50	140	448.6	1.000	1 571	375.5	1 102.7	607.5	607.5	1.35
11	4.50	140	448.5	1.000	1 571	375.5	1 102.7	607.5	607.5	1.35
12	5.00	140	415.9	1.000	1 571	375.5	1 102.7	607.5	607.5	1.46
13	5.50	140	383.2	1.000	1 571	375.5	1 102.7	607.5	607.5	1.59
14	6.00	140	350.5	1.000	1 571	375.5	1 102.7	607.5	607.5	1.73
15	6.50	140	317.8	1.000	1 571	375.5	1 102.7	607.5	607.5	1.91
16	7.00	140	285.1	1.000	785	375.5	1 102.7	303.8	303.8	1.07
17	7.50	140	240.9	1.000	785	375.5	1 102.7	303.8	303.8	1.26
18	8.00	140	208.2	1.000	785	375.5	1 102.7	303.8	303.8	1.46
19	8.50	140	175.5	1.000	785	375.5	1 102.7	303.8	303.8	1.73
20	8.88	140	151.0	1.000	785	375.5	1 102.7	303.8	303.8	2.01

min 1.07

Verifica Connettori

sezione	ascissa m	N_sol kN	β	z/d	VEd kN	vEdvRdi,max N/mm ²	Rdi,max N/mm ²	sig_n N/mm ²	A_conn mm ² /m	r
1	0.00	-4 093.1	1.000	0.813	749.3	0.66	5.12	0.01	6 786	0.00536
2	0.75	-4 093.1	1.000	0.813	697.9	0.62	5.12	0.01	6 786	0.00536
3	1.50	-4 093.1	1.000	0.813	646.5	0.57	5.12	0.01	6 786	0.00536
4	1.70	-4 093.1	1.000	0.813	632.8	0.56	5.12	0.01	6 786	0.00536
5	2.00	-4 093.1	1.000	0.813	612.3	0.54	5.12	0.01	6 786	0.00536
6	3.00	-4 093.1	1.000	0.813	546.7	0.48	5.12	0.01	6 786	0.00536
7	3.00	-4 951.6	1.000	0.829	546.6	0.48	5.12	0.01	4 712	0.00372
8	3.50	-4 951.6	1.000	0.829	513.9	0.45	5.12	0.01	4 712	0.00372
9	4.00	-4 951.6	1.000	0.829	481.2	0.42	5.12	0.01	4 712	0.00372
10	4.50	-4 951.6	1.000	0.829	448.6	0.39	5.12	0.01	4 712	0.00372
11	4.50	-5 273.2	1.000	0.826	448.5	0.39	5.12	0.01	4 712	0.00372
12	5.00	-5 273.2	1.000	0.826	415.9	0.36	5.12	0.01	4 712	0.00372
13	5.50	-5 273.2	1.000	0.826	383.2	0.33	5.12	0.01	4 712	0.00372
14	6.00	-5 273.2	1.000	0.826	350.5	0.31	5.12	0.01	4 712	0.00372
15	6.50	-5 273.2	1.000	0.826	317.8	0.28	5.12	0.01	4 712	0.00372
16	7.00	-5 273.2	1.000	0.826	285.1	0.25	5.12	0.01	2 356	0.00186
17	7.50	-5 273.2	1.000	0.826	240.9	0.21	5.12	0.01	2 356	0.00186
18	8.00	-5 273.2	1.000	0.826	208.2	0.18	5.12	0.01	2 356	0.00186
19	8.50	-5 273.2	1.000	0.826	175.5	0.15	5.12	0.01	2 356	0.00186
20	8.88	-5 273.2	1.000	0.826	151.0	0.13	5.12	0.01	2 356	0.00186

sezione	ascissa m	c * fctd N/mm ²	m * sig_n N/mm ²	r * N/mm ²	vRdi N/mm ²	sf
1	0.00	0.30	0.00	1.26	1.56	2.35
2	0.75	0.30	0.00	1.26	1.56	2.52
3	1.50	0.30	0.00	1.26	1.56	2.72
4	1.70	0.30	0.00	1.26	1.56	2.78
5	2.00	0.30	0.00	1.26	1.56	2.88
6	3.00	0.30	0.00	1.26	1.56	3.22
7	3.00	0.30	0.00	0.87	1.18	2.47
8	3.50	0.30	0.00	0.87	1.18	2.63
9	4.00	0.30	0.00	0.87	1.18	2.81
10	4.50	0.30	0.00	0.87	1.18	3.02
11	4.50	0.30	0.00	0.87	1.18	3.00
12	5.00	0.30	0.00	0.87	1.18	3.24
13	5.50	0.30	0.00	0.87	1.18	3.52
14	6.00	0.30	0.00	0.87	1.18	3.84
15	6.50	0.30	0.00	0.87	1.18	4.24
16	7.00	0.30	0.00	0.44	0.74	2.97
17	7.50	0.30	0.00	0.44	0.74	3.52
18	8.00	0.30	0.00	0.44	0.74	4.07
19	8.50	0.30	0.00	0.44	0.74	4.83
20	8.88	0.04	0.00	0.44	0.48	3.64
					min	2.35

9.2.3 Verifiche Traversi

Si riporta la verifica dei traversi per la combinazione *SLE* che risulta la dimensionante.

I momenti massimi dovuti ai carichi accidentali sono pari a:

$$M_{qk} \cong 1250 \text{ kNm}$$

Si adotta un'armatura composta da:

- 4+4φ26 inferiori;
- 3φ16 superiori (armatura estradosso soletta).

Le tensioni massime valgono (sezione rettangolare 35×130 cm):

$$\sigma_{max,s} \cong 277 \text{ MPa} \Rightarrow \text{tensione di trazione sull'acciaio};$$

$$\sigma_{max,c} \cong 13.7 \text{ MPa} \Rightarrow \text{tensione di compressione sul calcestruzzo}.$$

Le verifiche risultano soddisfatte.

Il taglio sollecitante massimo allo *S.L.U.* risulta pari a:

$$(V_{s,d})_{SLU} = 1.35 \times 295 \cong 400 \text{ kN.}$$

La resistenza a taglio viene valutata per elementi provvisti di armatura trasversale a taglio e vale:

$$V_{Rd} = \min (V_{Rsd}, V_{Rcd}) \cong 678 \text{ kN}$$

$$V_{Rsd} \cong 678 \text{ kN}; \quad V_{Rcd} \cong 2080 \text{ kN}$$

con:

$$d = 125 \text{ cm};$$

$$A_{sw}/s \cong 0.154 \text{ cm}^2/\text{cm} \text{ (\phi 14 a due braccia a passo 20 cm)}$$

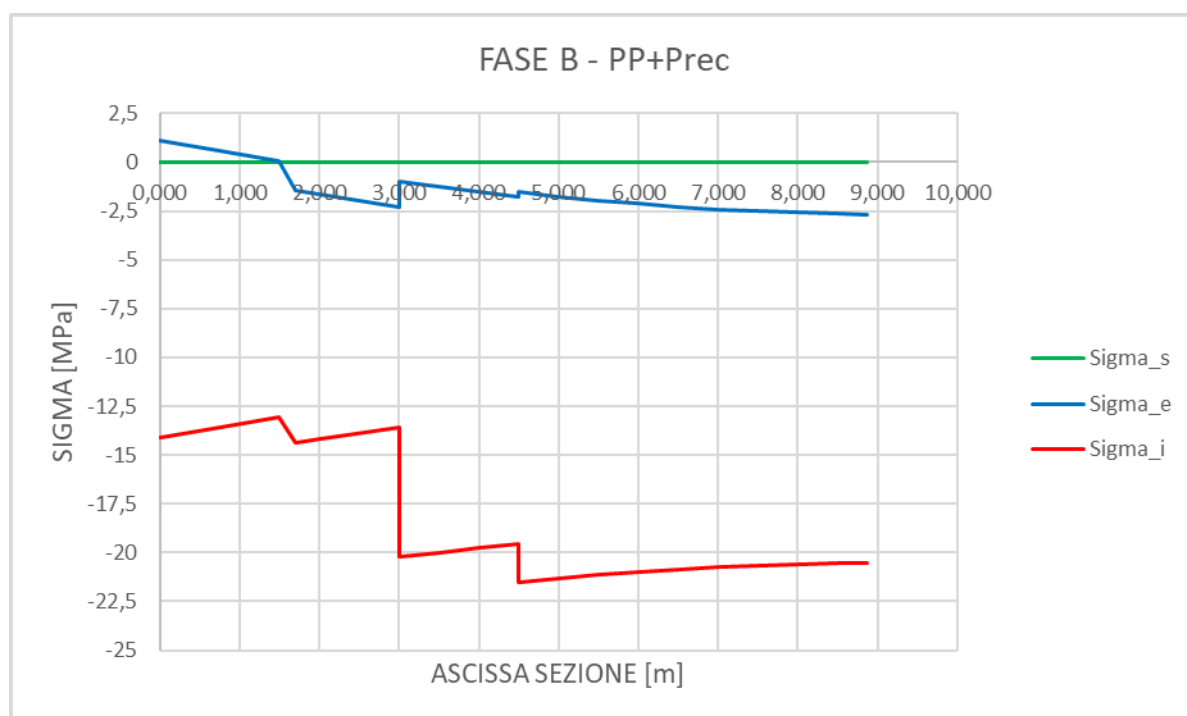
$$\cot\theta = 1; \quad b_w = 350 \text{ mm.}$$

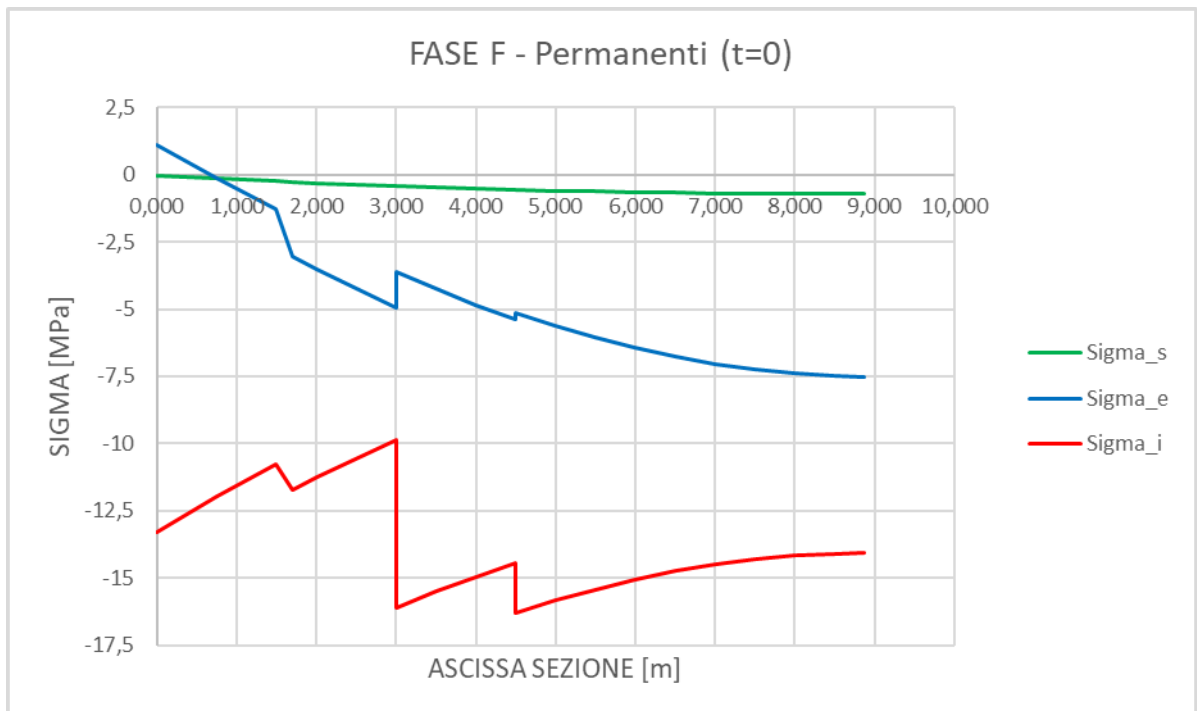
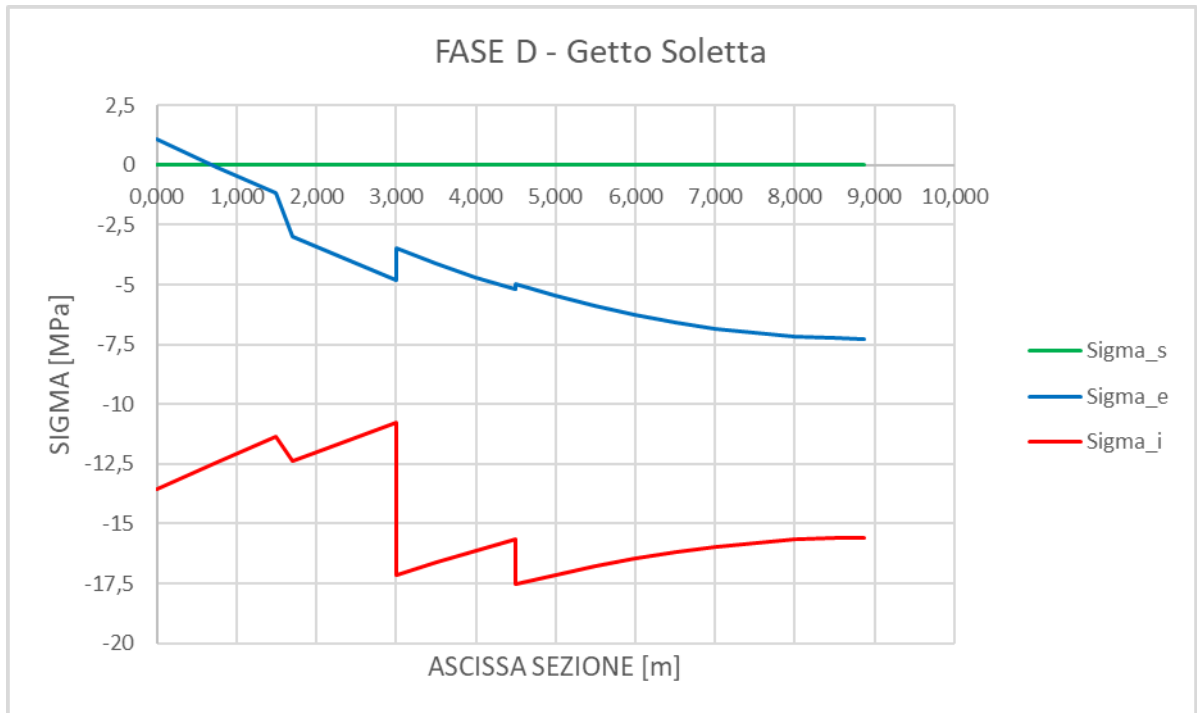
La verifica risulta soddisfatta.

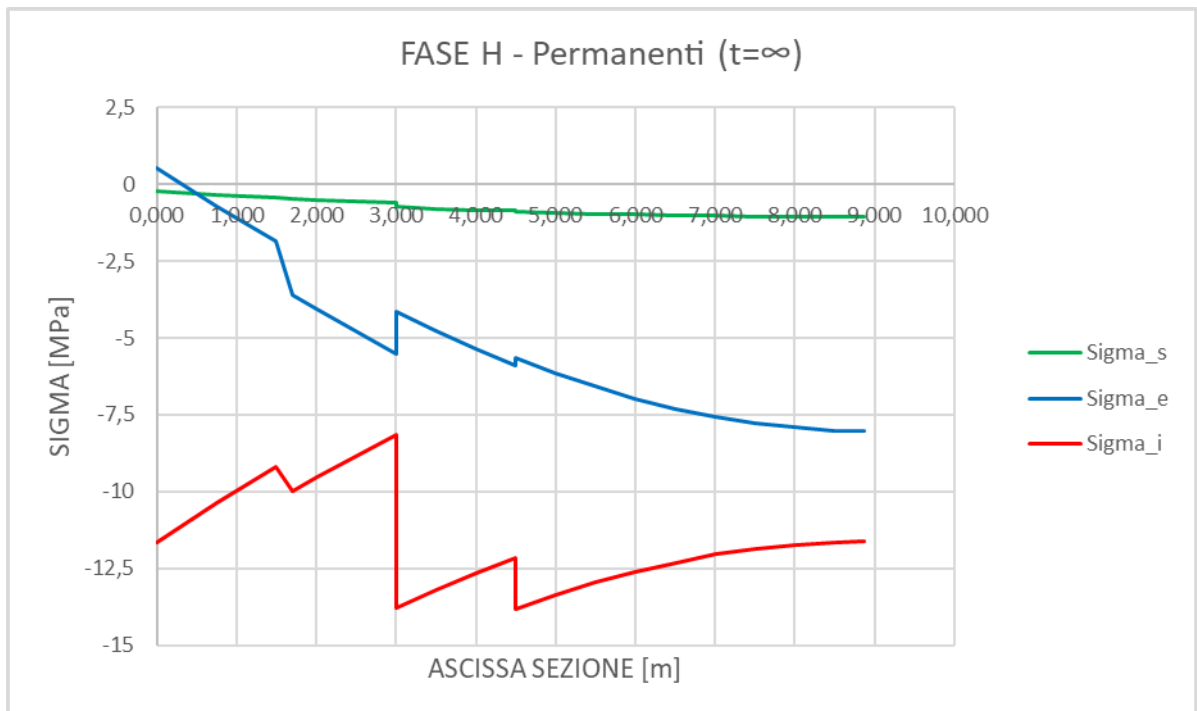
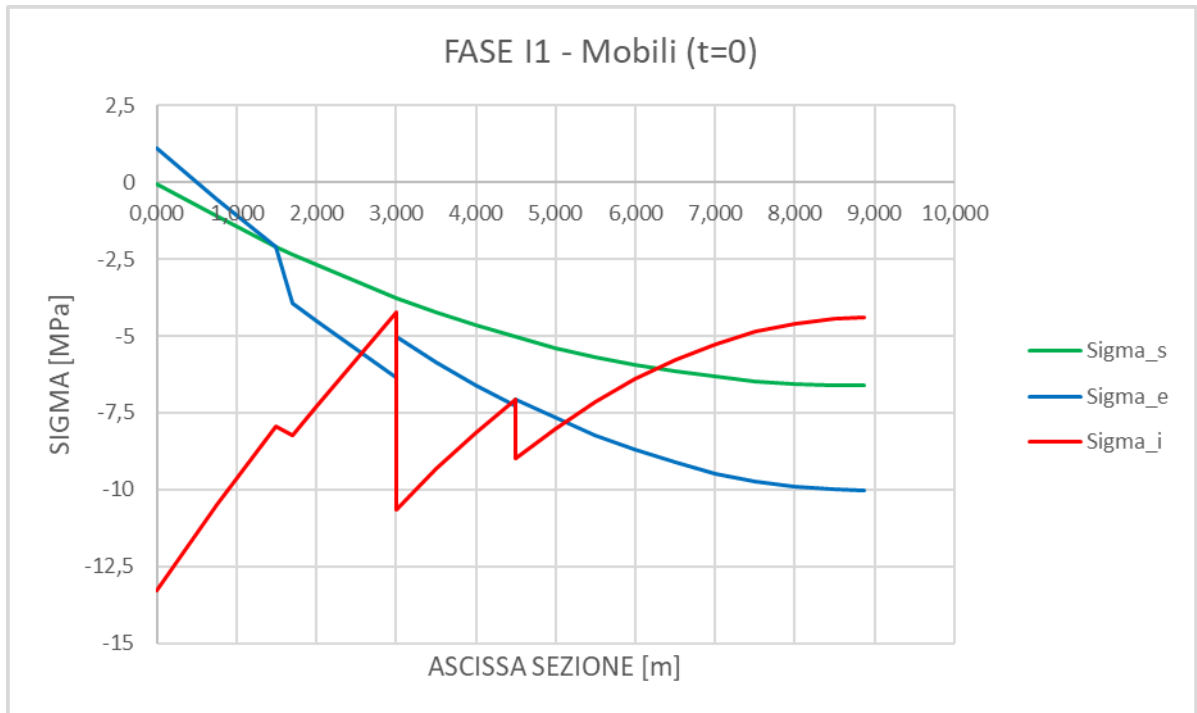
9.3 VERIFICA TRAVI L= 17.75 m – Impalcato 5 travi

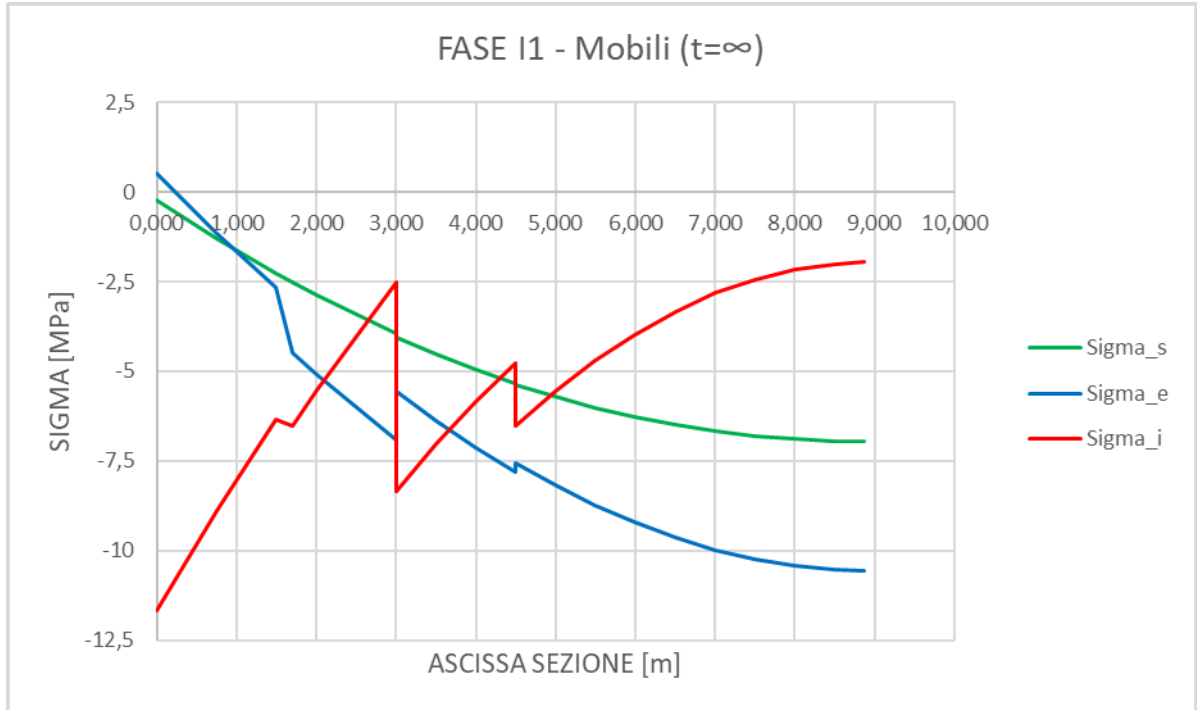
9.3.1 Verifiche SLE

Nei tabulati successivi sono riportate le verifiche delle tensioni normali per le travi principali di impalcato; nel calcolo dello stato tensionale non si è tenuto conto, in favore di sicurezza, dell'armatura lenta prevista e disposta nella trave ed in soletta. I risultati ottenuti mostrano che i valori delle tensioni sono sempre al di sotto dei valori limite di compressione e al di sotto del valore limite di trazione assunto cautelativamente pari a f_{ctm} .









Riepilogando le tensioni massime e minime sono riassunte nella seguente Tabella:

Fase	Tensioni totali MAX (N/mm ²)			Tensioni totali MIN (N/mm ²)		
	sig_s	sig_e	sig_i	sig_s	sig_e	sig_i
A : Peso proprio trave	0.0	0.0	3.5	0.0	-4.1	0.0
B : Precompressione	0.0	1.1	-13.1	0.0	-2.7	-21.5
C : Cadute di tensione	0.0	1.1	-12.5	0.0	-2.7	-20.5
D : Getto soletta	0.0	1.1	-10.8	0.0	-7.3	-17.5
E : Cadute di tensione	-0.0	1.1	-10.5	-0.1	-7.2	-17.1
F : Sovrac. Permanenti	-0.0	1.1	-9.9	-0.7	-7.5	-16.3
A tempo 0						
I1 : Sovra. Mobili M>0	-0.0	1.1	-4.2	-6.6	-10.0	-13.3
I2: non usato	-0.0	1.1	-9.9	-0.7	-7.5	-16.3
A tempo infinito						
G : Cadute di tensione	-0.3	1.2	-8.4	-1.1	-7.3	-14.0
H: Ritiro differenziale	-0.2	0.5	-8.1	-1.1	-8.0	-13.8
I1 : Sovrac. Mobili M>0	-0.2	0.5	-2.0	-7.0	-10.6	-11.7
I2: non usato	-0.2	0.5	-8.1	-1.1	-8.0	-13.8
	0.0	1.1	-10.8	0.0	-7.3	-21.5
	-0.0	1.2	-2.0	-7.0	-10.6	-17.1

Verifica a Fessurazione

sezione	ascissa m	Tipo_sez	Fibra Inferiore			
			Msd kNm	Mfes kNm	sf	
1	0.00	a	131.8	2 505.1	19.00	
2	0.75	a	491.2	2 508.2	5.11	
3	1.50	a	818.3	2 510.9	3.07	
4	1.70	c	890.8	2 487.6	2.79	
5	2.00	c	1 009.2	2 488.6	2.47	
6	3.00	c	1 371.8	2 491.9	1.82	
7	3.00	c	1 373.9	3 480.4	2.53	
8	3.50	c	1 535.0	3 482.6	2.27	
9	4.00	c	1 682.4	3 484.6	2.07	
10	4.50	c	1 815.9	3 486.4	1.92	
11	4.50	c	1 816.7	3 787.7	2.08	
12	5.00	c	1 936.7	3 789.5	1.96	
13	5.50	c	2 043.0	3 791.1	1.86	
14	6.00	c	2 135.5	3 792.5	1.78	
15	6.50	c	2 214.4	3 793.7	1.71	
16	7.00	c	2 279.5	3 794.7	1.66	
17	7.50	c	2 327.5	3 795.4	1.63	
18	8.00	c	2 360.9	3 796.0	1.61	
19	8.50	c	2 380.6	3 796.4	1.59	
20	8.88	c	2 386.3	3 796.5	1.59	
					min	1.59

Verifica Controfreccia

	γ	f' mm	f'' mm	
Pesi Propri e Sovrac.i Permanenti	1.000	15.7	15.7	
Precompressione e Fenomeni Lenti	1.000	-25.7	-25.7	
I1 : Sovraccarichi Mobili M>0	0.250	18.2	4.6	
<hr/>				
	$\delta =$	8.2	-5.5	< 0.0

Verifica Inflessione

	γ	f' mm	f'' mm	L/f
I1 : Sovraccarichi Mobili M>0	0.750	18.2	13.7	
<hr/>				
	$\delta =$	18.2	13.7	1 300 > 700

9.3.2 Verifiche SLU

Verifiche a Flessione

sezione	ascissa	num_tref	Nsd kN	Msd kNm	x/d	x_nn mm	Af_inf mm ²	Nrd kN	Mrd kNm	sf	
1	0.00	16	-481.7	158.2	0.179	196	1 407	-484.1	3 850.6	24.34	
2	0.75	16	-481.7	736.7	0.179	196	1 407	-484.1	3 850.6	5.23	
3	1.50	16	-481.7	1 263.5	0.179	196	1 407	-484.1	3 850.6	3.05	
4	1.70	16	-481.7	1 384.1	0.179	196	1 407	-484.1	3 839.4	2.77	
5	2.00	16	-481.7	1 574.7	0.179	196	1 407	-484.1	3 839.4	2.44	
6	3.00	16	-481.7	2 157.6	0.179	196	1 407	-484.1	3 839.4	1.78	
7	3.00	22	-481.7	2 160.1	0.219	239	1 407	-483.2	4 931.0	2.28	
8	3.50	22	-481.7	2 418.9	0.219	239	1 407	-483.2	4 931.0	2.04	
9	4.00	22	-481.7	2 655.4	0.219	239	1 407	-483.2	4 931.0	1.86	
10	4.50	22	-481.7	2 869.4	0.219	239	1 407	-483.2	4 931.0	1.72	
11	4.50	24	-481.7	2 870.5	0.232	254	1 407	-480.6	5 266.2	1.83	
12	5.00	24	-481.7	3 062.7	0.232	254	1 407	-480.6	5 266.2	1.72	
13	5.50	24	-481.7	3 232.7	0.232	254	1 407	-480.6	5 266.2	1.63	
14	6.00	24	-481.7	3 380.5	0.232	254	1 407	-480.6	5 266.2	1.56	
15	6.50	24	-481.7	3 506.2	0.232	254	1 407	-480.6	5 266.2	1.50	
16	7.00	24	-481.7	3 609.7	0.232	254	1 407	-480.6	5 266.2	1.46	
17	7.50	24	-481.7	3 686.3	0.232	254	1 407	-480.6	5 266.2	1.43	
18	8.00	24	-481.7	3 739.7	0.232	254	1 407	-480.6	5 266.2	1.41	
19	8.50	24	-481.7	3 770.9	0.232	254	1 407	-480.6	5 266.2	1.40	
20	8.88	24	-481.7	3 779.7	0.232	254	1 407	-480.6	5 266.2	1.39	
						min	196			min	1.39

Verifiche a Taglio

sezione	ascissa m	b_wn mm	Vsd kN	ctg_q	Asw/s mm ² /m	Vrd_min kN	Vr,cd kN	Vr,sd kN	Vrd kN	sf
1	0.00	300	738.1	1.000	2 262	804.6	2 327.6	874.9	874.9	1.19
2	0.75	300	687.8	1.000	2 262	804.6	2 328.1	874.9	874.9	1.27
3	1.50	300	637.5	1.000	2 262	804.6	2 328.5	874.9	874.9	1.37
4	1.70	140	624.1	1.000	2 262	375.5	1 102.7	874.9	874.9	1.40
5	2.00	140	604.0	1.000	2 262	375.5	1 102.7	874.9	874.9	1.45
6	3.00	140	540.0	1.000	2 262	375.5	1 102.7	874.9	874.9	1.62
7	3.00	140	539.9	1.000	1 571	375.5	1 102.7	607.5	607.5	1.13
8	3.50	140	508.0	1.000	1 571	375.5	1 102.7	607.5	607.5	1.20
9	4.00	140	476.1	1.000	1 571	375.5	1 102.7	607.5	607.5	1.28
10	4.50	140	444.3	1.000	1 571	375.5	1 102.7	607.5	607.5	1.37
11	4.50	140	444.2	1.000	1 571	375.5	1 102.7	607.5	607.5	1.37
12	5.00	140	412.3	1.000	1 571	375.5	1 102.7	607.5	607.5	1.47
13	5.50	140	380.5	1.000	1 571	375.5	1 102.7	607.5	607.5	1.60
14	6.00	140	348.6	1.000	1 571	375.5	1 102.7	607.5	607.5	1.74
15	6.50	140	316.7	1.000	1 571	375.5	1 102.7	607.5	607.5	1.92
16	7.00	140	284.8	1.000	785	375.5	1 102.7	303.8	303.8	1.07
17	7.50	140	241.3	1.000	785	375.5	1 102.7	303.8	303.8	1.26
18	8.00	140	209.5	1.000	785	375.5	1 102.7	303.8	303.8	1.45
19	8.50	140	177.6	1.000	785	375.5	1 102.7	303.8	303.8	1.71
20	8.88	140	153.6	1.000	785	375.5	1 102.7	303.8	303.8	1.98

min 1.07

Verifica Connettori

sezione	ascissa m	N_sol kN	β	z/d	VEd kN	vEdvRdi,max N/mm ²	Rdi,max N/mm ²	sig_n N/mm ²	A_conn mm ² /m	r
1	0.00	-4 035.5	1.000	0.812	738.1	0.66	5.12	0.01	6 786	0.00536
2	0.75	-4 035.5	1.000	0.812	687.8	0.61	5.12	0.01	6 786	0.00536
3	1.50	-4 035.5	1.000	0.812	637.5	0.57	5.12	0.01	6 786	0.00536
4	1.70	-4 035.5	1.000	0.812	624.1	0.55	5.12	0.01	6 786	0.00536
5	2.00	-4 035.5	1.000	0.812	604.0	0.54	5.12	0.01	6 786	0.00536
6	3.00	-4 035.5	1.000	0.812	540.0	0.48	5.12	0.01	6 786	0.00536
7	3.00	-4 898.9	1.000	0.826	539.9	0.47	5.12	0.01	4 712	0.00372
8	3.50	-4 898.9	1.000	0.826	508.0	0.44	5.12	0.01	4 712	0.00372
9	4.00	-4 898.9	1.000	0.826	476.1	0.42	5.12	0.01	4 712	0.00372
10	4.50	-4 898.9	1.000	0.826	444.3	0.39	5.12	0.01	4 712	0.00372
11	4.50	-5 211.5	1.000	0.823	444.2	0.39	5.12	0.01	4 712	0.00372
12	5.00	-5 211.5	1.000	0.823	412.3	0.36	5.12	0.01	4 712	0.00372
13	5.50	-5 211.5	1.000	0.823	380.5	0.33	5.12	0.01	4 712	0.00372
14	6.00	-5 211.5	1.000	0.823	348.6	0.31	5.12	0.01	4 712	0.00372
15	6.50	-5 211.5	1.000	0.823	316.7	0.28	5.12	0.01	4 712	0.00372
16	7.00	-5 211.5	1.000	0.823	284.8	0.25	5.12	0.01	2 356	0.00186
17	7.50	-5 211.5	1.000	0.823	241.3	0.21	5.12	0.01	2 356	0.00186
18	8.00	-5 211.5	1.000	0.823	209.5	0.18	5.12	0.01	2 356	0.00186
19	8.50	-5 211.5	1.000	0.823	177.6	0.16	5.12	0.01	2 356	0.00186
20	8.88	-5 211.5	1.000	0.823	153.6	0.13	5.12	0.01	2 356	0.00186

sezione	ascissa m	c * fctd N/mm ²	m * sig_n N/mm ²	r * N/mm ²	vRdi N/mm ²	sf
1	0.00	0.30	0.00	1.26	1.56	2.38
2	0.75	0.30	0.00	1.26	1.56	2.55
3	1.50	0.30	0.00	1.26	1.56	2.76
4	1.70	0.30	0.00	1.26	1.56	2.82
5	2.00	0.30	0.00	1.26	1.56	2.91
6	3.00	0.30	0.00	1.26	1.56	3.25
7	3.00	0.30	0.00	0.87	1.18	2.50
8	3.50	0.30	0.00	0.87	1.18	2.65
9	4.00	0.30	0.00	0.87	1.18	2.83
10	4.50	0.30	0.00	0.87	1.18	3.04
11	4.50	0.30	0.00	0.87	1.18	3.02
12	5.00	0.30	0.00	0.87	1.18	3.26
13	5.50	0.30	0.00	0.87	1.18	3.53
14	6.00	0.30	0.00	0.87	1.18	3.85
15	6.50	0.30	0.00	0.87	1.18	4.24
16	7.00	0.30	0.00	0.44	0.74	2.97
17	7.50	0.30	0.00	0.44	0.74	3.50
18	8.00	0.30	0.00	0.44	0.74	4.03
19	8.50	0.30	0.00	0.44	0.74	4.76
20	8.88	0.04	0.00	0.44	0.48	3.57
					min	2.38

9.3.3 Verifiche Traversi

Si riporta la verifica dei traversi per la combinazione *SLE* che risulta la dimensionante.

I momenti massimi dovuti ai carichi accidentali sono pari a:

$$M_{qk} \cong 1250 \text{ kNm}$$

Si adotta un'armatura composta da:

- 4+4φ26 inferiori;
- 3φ16 superiori (armatura estradosso soletta).

Le tensioni massime valgono (sezione rettangolare 35×130 cm):

$$\sigma_{max,s} \cong 277 \text{ MPa} \Rightarrow \text{tensione di trazione sull'acciaio};$$

$$\sigma_{max,c} \cong 13.7 \text{ MPa} \Rightarrow \text{tensione di compressione sul calcestruzzo}.$$

Le verifiche risultano soddisfatte.

Il taglio sollecitante massimo allo *S.L.U.* risulta pari a:

$$(V_{s,d})_{SLU} = 1.35 \times 295 \cong 400 \text{ kN.}$$

La resistenza a taglio viene valutata per elementi provvisti di armatura trasversale a taglio e vale:

$$V_{Rd} = \min (V_{Rsd}, V_{Rcd}) \cong 678 \text{ kN}$$

$$V_{Rsd} \cong 678 \text{ kN}; \quad V_{Rcd} \cong 2080 \text{ kN}$$

con:

$$d = 125 \text{ cm};$$

$$A_{sw}/s \cong 0.154 \text{ cm}^2/\text{cm} \text{ } (\phi 14 \text{ a due braccia a passo } 20 \text{ cm})$$

$$\cot \theta = 1; \quad b_w = 350 \text{ mm.}$$

La verifica risulta soddisfatta.

10. IMPALCATO – VERIFICHE SOLETTA

10.1 Impalcato con travi in c.a.p. - Verifiche di resistenza e durabilità

Si riporta la verifica della soletta in direzione trasversale per la combinazione *SLE rara* che risulta la dimensionante.

Si fa riferimento allo schema statico di trave incastrata agli estremi avente luce pari a 1.60 m.

I momenti massimi dovuti ai carichi permanenti e allo schema di carico accidentale n. 2 risultano quindi:

$$M_{perm} \cong -32 \text{ kNm}; \quad M_{qk2} \cong -40 \text{ kNm}$$

Il momento di verifica massimo risulta:

$$M_{SLE} \cong -72 \text{ kNm}.$$

Le tensioni massime valgono (adottando armatura $\phi 16/10$ superiore e $\phi 16/20$ inferiore):

$$\sigma_{max,s} \cong 206 \text{ MPa} \Rightarrow \text{tensione di trazione sull'acciaio};$$

$$\sigma_{max,c} \cong 9.0 \text{ MPa} \Rightarrow \text{tensione di compressione sul calcestruzzo}.$$

La verifica risulta soddisfatta.

Considerando la combinazione *SLE frequente* si ottiene:

$$\sigma_{max,s} \cong 180 \text{ MPa} \Rightarrow \text{tensione di trazione sull'acciaio};$$

$$\sigma_{max,c} \cong 7.8 \text{ MPa} \Rightarrow \text{tensione di compressione sul calcestruzzo}.$$

la verifica di fessurazione risulta soddisfatta adottando il metodo indiretto in quanto:

$$\sigma_{max,s} < 240 \text{ MPa}.$$

10.1.1 Combinazione di carico eccezionale SLU – Urto in svio

Si riporta di seguito la verifica della sezione della soletta soggetta alle azioni derivanti dall'urto del veicolo in svio. In corrispondenza della base delle barriere sono considerate le seguenti azioni:

- $N_{s,pl} \cong 45 \text{ kN}$ (sforzo di trazione per la sezione di verifica);
- $M_{s,pl} \cong 45 \text{ kNm}$ (massimo momento flettente che tende le fibre superiori).

Tali valori sono ottenuti in accordo a quanto riportato in “Quaderni Tecnici ANAS – Volume 2 – N.5 Interventi di Rifacimento dei Cordoli con Calcestruzzo Fibro-rinforzato” dove il momento plastico adottato del montante della barriera è il massimo tra quelli disponibili attualmente sul mercato, la forza orizzontale è ottenuta dividendo il momento plastico per la distanza del punto di applicazione dell'azione dovuta all'urto dalla base della barriera pari a 1.0 m.

Si considera la sezione resistente di spessore complessivo pari a 0.25 m. L'armatura considerata è costituita da barre $\phi 16/20$, superiormente, e $\phi 16/20$, inferiormente.

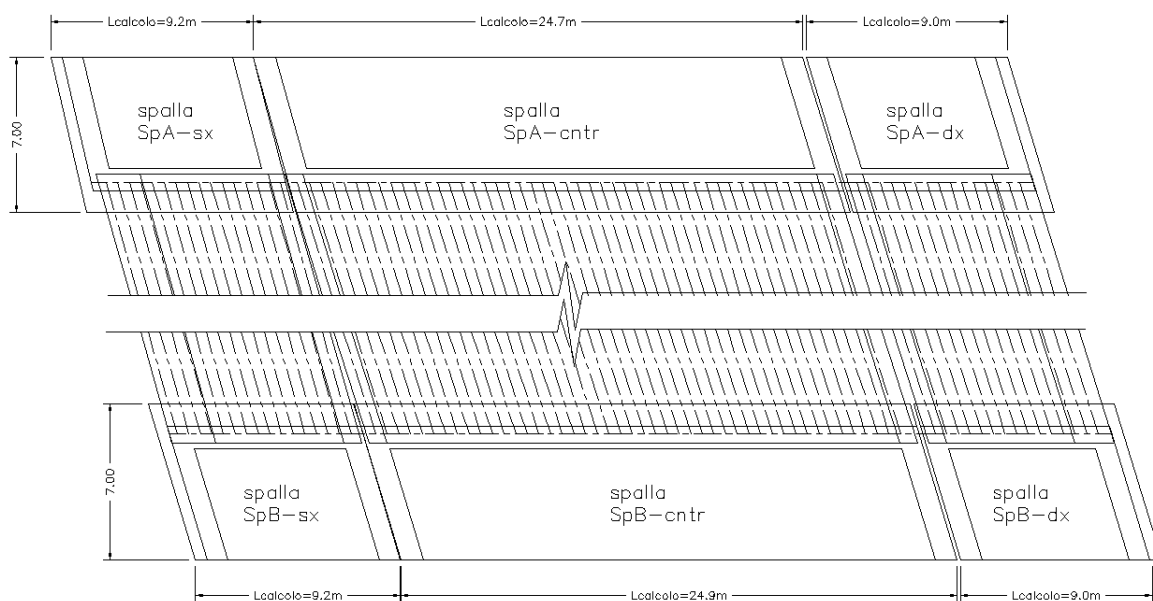
Il momento resistente minimo è dunque pari a:

$M_{(R,d)} \cong 85 \text{ kNm} \Rightarrow$ la verifica risulta soddisfatta.

11. SPALLE – VERIFICHE FONDAZIONE E ELEVAZIONE

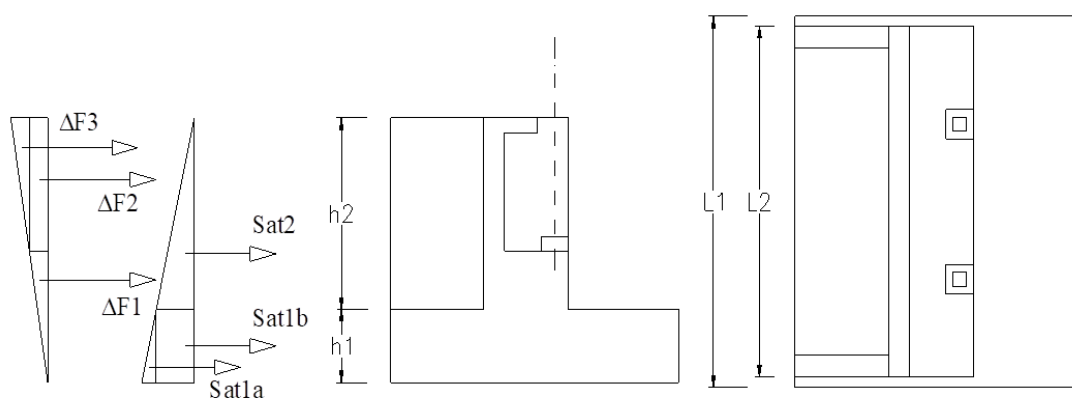
11.1 Generalità

Di seguito sono riportate le verifiche delle fondazioni e delle elevazioni delle due tipologie di spalle previste ed adottate per tale opera ovvero le spalle delle rampe laterali e le spalle dell'opera centrale. Di seguito uno schema con il quale si individuano le spalle in esame.

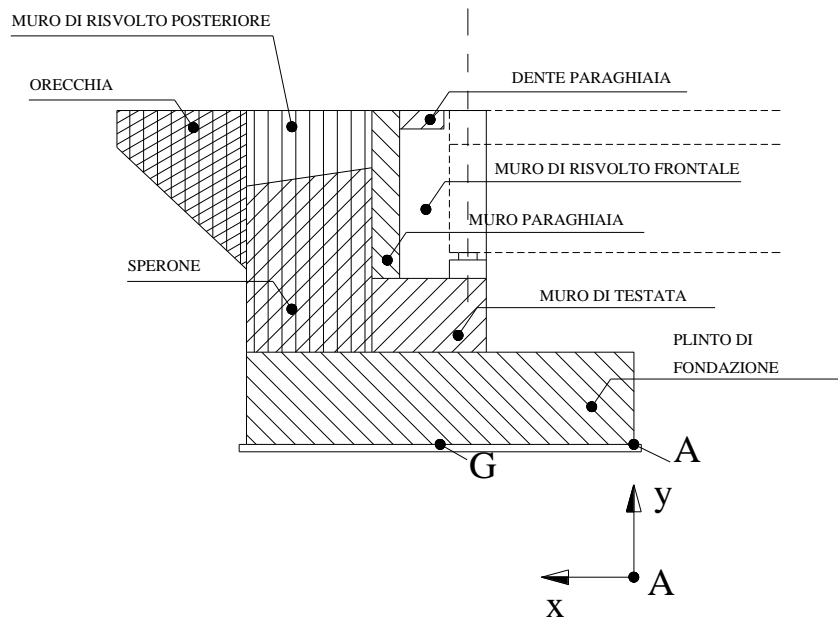


F 1. Spalle – Individuazione e nomenclatura

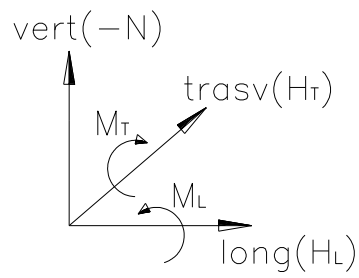
Nelle figure sottostanti sono riportati gli schemi tipo considerati utilizzato per l'analisi dei carichi relativamente alla sezione longitudinale e alla pianta; nello schema longitudinale è indicato il *punto A* rispetto al quale sono calcolati i momenti flettenti dei pesi propri e dei carichi applicati sulla spalla ed il *punto G* che individua il baricentro della fondazione.



F 2. Schema azioni orizzontali spalla - Rinterro



F 3. Schema longitudinale spalla – Elementi strutturali

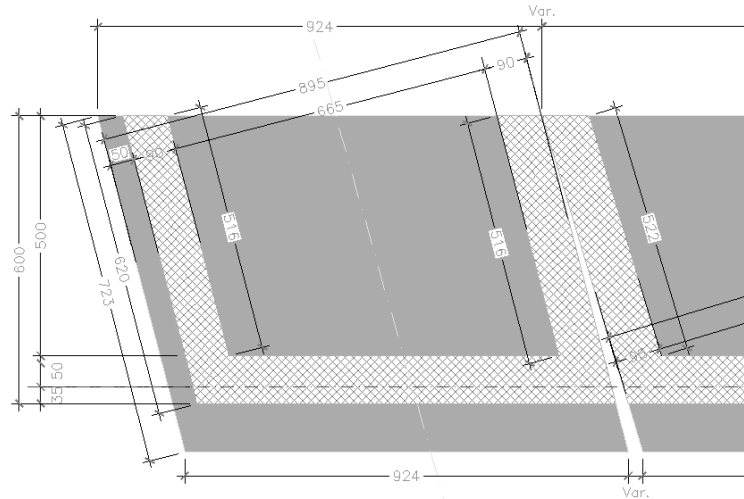


F 4. Convenzione per le sollecitazioni

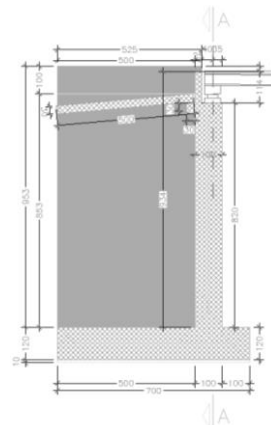
11.2 Rampa laterale sinistra – Spalla “SpA-sx”

11.2.1 Analisi dei carichi

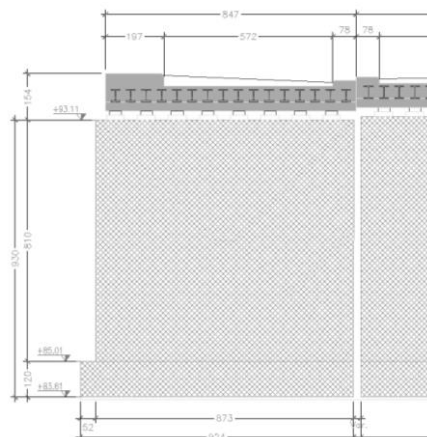
La geometria della sottostruttura spalla della rampa laterale tipo analizzata di seguito è riportata nelle immagini successive.



F 5. Rampa laterale sinistra – Pianta spalla SpA



F 6. Rampa laterale sinistra – Sezione longitudinale spalla SpA



F 7. Rampa laterale sinistra – Prospetto spalla SpA

Sono di seguito illustrati i calcoli dei carichi dovuti ai pesi propri, permanenti portati, carichi accidentali, spinta del terreno, azioni indotte dal sisma ed azioni trasmesse dall'impalcato; nelle tabelle sottostanti sono riportati i singoli valori e le risultanti valutate rispetto al punto A ed al punto G (baricentro fondazione) indicati nelle figure precedenti (vedere § 11.1). Per quanto riguarda il calcolo dei carichi provenienti dall'impalcato fare riferimento alle relazioni corrispondenti.

AZIONI STATICHE**AZIONI VERTICALI**

q	20 kN/m ²	(carico accidentale)
γ _{cls}	25 kN/m ³	(peso dell'unità di volume del calcestruzzo armato)
γ _{cls,magro}	24 kN/m ³	(peso dell'unità di volume del calcestruzzo magro)
γ _{terreno rinterro}	18 kN/m ³	(peso dell'unità di volume del terreno di rinterro)

- Carichi permanenti spalla (PERM SP)

	d _y [m]	d _x [m]	d _z [m]	N [kN]	x(A) [m]	M _T (A) [kNxm]	y(A) = y(G) [m]	z(A) [m]	M _L (A) [kNxm]
muro di testata	8.20	1.00	8.72	1787.6	1.50	2681.4	5.10	0.75	1340.70
Basamenti	0.00	0.00	0.00	0.0	0.00	0.0	0.00	0.00	0.00
muro paraghiaia	1.30	0.25	8.72	70.9	1.88	133.2	9.85	0.66	46.76
ringrosso paraghiaia	0.00	0.00	0.00	0.0	0.00	0.0	0.00	0.00	0.00
muro risolto 1 (dx)	9.90	5.00	0.93	1150.9	4.50	5178.9	5.95	3.12	3590.73
muro risolto 2 (sx)	9.90	5.00	0.93	1150.9	4.50	5178.9	5.95	-3.83	-4407.85
Σ				4160.2		13172.5			570.3
rinterro	9.50	5.00	6.76	5779.8	4.50	26009.1	5.95	0.01	57.80
-									
plinto di fondazione	1.00	7.00	9.17	1603.9	3.50	5613.6	0.50	0.00	0.00
-									
Σ	9.50			7383.7		31622.7			57.8
	10.50								
Σ_{PERM SP}				11543.9	3.88	44795.1		0.05	628.1

- Carichi accidentali spalla (ACC SP)

	d _y [m]	d _x [m]	d _z [m]	N [kN]	x(A) [m]	M _T (A) [kNxm]	y(A) = y(G) [m]	z(A) [m]	M _L (A) [kNxm]
	0.00	5.25	8.72	915.6	4.50	4120.2	10.50	0.01	9.16

- Carichi impalcato F1 (REALIZ)

	N [kN]	x(A) [m]	M _T (A) [kNxm]	y(A) = y(G) [m]	z(A) [m]	M _L (A) [kNxm]
	1352	1.35	1825.5	9.15	0.75	1014.19
	0.0	0.00	0.0	0.00		0.00
	1352.3		1825.5			1014.2

- Carichi permanenti impalcato F2 (PERM IMP)

	N [kN]	x(A) [m]	M _T (A) [kNxm]	y(A) = y(G) [m]	z(A) [m]	M _L (A) [kNxm]
	647	1.35	873.4	9.15	0.75	485.24
	0.0	0.00	0.0	0.00		0.00
	647.0		873.4			485.2

- Carichi accidentali impalcato F2 (ACC IMP-Nmax)

	N [kN]	x(A) [m]	M _T (A) [kNxm]	y(A) = y(G) [m]	z(A) [m]	M _L (A) [kNxm]
	1277	1.35	1724.2	9.15	0.75	957.88
	0.0	0.00	0.0	0.00		0.00
	1277.2		1724.2			957.9

AZIONI ORIZZONTALI

- valutazione della spinta del terreno

$\gamma =$	18 kN/m ³		(peso dell'unità di volume del terreno)
$\phi =$	35.0	0.61	(angolo d'attrito del terreno di riempimento)
$i =$	0	0.00	(inclinazione del terreno a monte, pos in salita)
$\beta =$	0	0.00	(inclinazione del muro, pos se verso monte)
$\alpha = 90 - \beta =$	90	1.57	(90 - β)
$\delta =$	0	0.00	(angolo d'attrito interno tra calcestruzzo e terreno)
$k_a =$	0.271	-	(coefficiente di spinta a riposo)
$L_1 =$	9.17	m	(lunghezza del cuneo di spinta inferiore)
$L_2 =$	8.72	m	(lunghezza del cuneo di spinta superiore)
$h_1 =$	1.00	m	(altezza del plinto)
$h_2 =$	9.50	m	(altezza del muro di testata + trave paraghiaia)
$S_{a,t,1a} =$	22.4	kN	(spinta del terreno cuneo inferiore)
$S_{a,t,1b} =$	424.7	kN	(spinta del terreno cuneo inferiore)
$S_{a,t,2} =$	1919.4	kN	(spinta del terreno cuneo superiore)
$d_{y1a} =$	0.3	m	(distanza del punto di applicazione dal piano di fondi)
$d_{y1b} =$	0.50	m	(distanza del punto di applicazione dal piano di fondi)
$d_{y2} =$	4.2	m	(distanza del punto di applicazione dal piano di fondi)
$S_{a,q1} =$	49.7	kN	(spinta sul plinto dovuta al sovraccarico)
$S_{a,q2} =$	449.0	kN	(spinta sulla spalla dovuta al sovraccarico)
$d_{yq1} =$	0.5	m	(distanza del punto di applicazione dal piano di fondi)
$d_{yq2} =$	5.8	m	(distanza del punto di applicazione dal piano di fondi)

	H_L	N	$M_T(A) = M_T(G)$	$y(A) = y(G)$	$M_L(G)$
	[kN]	[kN]	[kNxm]	[m]	[kNxm]
- Spinta del terreno (ST)	2366.4		8217.2	-	
- Spinta del sovraccarico (SA)	498.6		2606.5	-	

	$H_L <->$	N	$M_T(A) = M_T(G)$	$y(A) = y(G)$	$M_L(G)$
	[kN]	[kN]	[kNxm]	[m]	[kNxm]
- Azione di frenamento (FR)	409		3738.7	9.15	
	0.0		0.0	0.00	
	408.6		3738.7		

	$H_L <->$	N	$M_T(A) = M_T(G)$	$y(A) = y(G)$	$M_L(G)$
	[kN]	[kN]	[kNxm]	[m]	[kNxm]
-Resistenze passive dei vincoli (RP)	160		1463.4	9.15	
	0.0		0.0	0.00	
	159.9		1463.4		

	$H_T <->$	$y(A) = y(G)$	$M_L(G) <->$
	[kN]	[m]	[kNxm]
- Azione dovuta al vento (VENTO)	90	11.15	1003.5
	0.0	0.00	0.0
	90.0		1003.5

AZIONI SISMICHE**Azioni orizzontali**

- valutazione dell'incremento di spinta del terreno dovuto al sisma

$a_g/g =$	0.080	-	(PGA)		
$S = S_S \times S_T$	1.20	-			
$S_{ve\ spalla} =$	0.04		(spettro di risposta elastico della componente verticale)		
$L_1 =$	9.2	m	(lunghezza del cuneo di spinta inferiore)		
$L_2 =$	8.72	m	(lunghezza del cuneo di spinta superiore)		
$h_1 =$	1	m	(altezza del plinto)		
$h_2 =$	9.5	m	(altezza del muro di testata + trave paraghiaia)		
$\Delta P_{d,1} =$	247.6	kN	(Spinta sismica Mononobe-Okabe / Wood)		
$\Delta P_{d,2} =$	1063.2	kN	(Spinta sismica Mononobe-Okabe / Wood)	3661	1295

1311

- Incremento di spinta del terreno dovuto al sisma (DS)

$H_L \leftrightarrow$	$y(A) = y(G)$	$M_T(A) = MT(G)$	$M_L(G)$
[kN]	[m]	[kNxm]	[kNxm]
1310.80	5.3	6881.7	

- Sisma spalla long. e trasv. (SIS SP L e T)

	N	$H_T = H_L$	$y(A) = y(G)$	$M_T(A) = M_L(A)$
	[kN]	[kN]	[m]	[kNxm]
muro di testata	1787.6	171.6	5.10	875.21
baggioli	0.0	0.0	9.15	0.00
muro paraghiaia	70.9	6.8	9.85	67.00
ringrosso paraghiaia	0.0	0.0	0.00	0.00
muro risolto 1 (dx)	1150.9	110.5	5.95	657.38
muro risolto 2 (sx)	1150.9	110.5	5.95	657.38
orecchia	0.0	0.0	0.00	0.00
soletta inferiore	0.0	0.0	0.00	0.00
soletta inferiore	0.0	0.0	0.00	0.00
mensola posteriore	0.0	0.0	0.00	0.00
rinterro	5779.8	554.9	5.95	3301.4
plinto di fondazione	1603.9	154.0	0.50	77.0
-	0.0	0.0	0.00	0.0
Σ	11543.9	1108.2		5635.4

Azioni verticali

- Sisma spalla verticale (SIS SP V)

	W	N +/-	x(A)	$M_T(A) \leftrightarrow$	z(A)	$M_L(A) \leftrightarrow$
	[kN]	[kN]	[m]	[kNxm]	[m]	[kNxm]
muro di testata	1787.6	71.5	1.50	107.26	0.75	53.63
baggioli	0.0	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00
muro paraghiaia	70.9	2.8	1.88	5.33	0.66	1.87
ringrosso paraghiaia	0.0	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00
muro risolto 1 (dx)	1150.9	46.0	4.50	207.16	3.12	143.63
muro risolto 2 (sx)	1150.9	46.0	4.50	207.16	-3.83	-176.31
orecchia	0.0	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00
soletta inferiore	0.0	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00
soletta inferiore	0.0	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00
mensola posteriore	0.0	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00
rinterro	5779.8	231.2	4.50	1040.4	0.01	2.31
plinto di fondazione	1603.9	64.2	3.50	224.5	0.00	0.00
-	0.0	0.0	0.00	0.0	0.00	0.00
Σ	11543.9	461.8		1791.8		25.1

- Sisma impalcato longitudinale (SIS IMP L)

	$H_L \leftrightarrow$	N +/-	x(A)	$M_T(G) \leftrightarrow$	y(A) = y(G)	$M_L(G)$
	[kN]	[kN]	[m]	[kNxm]	[m]	[kNxm]
Sisma long.	990			9058.5	9.15	
	0.0			0.0	0.00	
	990.0			9058.5		

- Sisma impalcato trasversale (SIS IMP T)

	$H_T \leftrightarrow$		y(A) = y(G)	$M_L(G) \leftrightarrow$
	[kN]		[m]	[kNxm]
Sisma trasv.	495		10.11	5796.5
	0.0		0.00	0.0
	495.0			5796.5

- Sisma impalcato verticale (SIS IMP V)

	$H_L \leftrightarrow$	N +/-	x(A)	M(A) \leftrightarrow	z(A)	$M_L(A)$
	[kN]	[kN]	[m]	[kNxm]	[m]	[kNxm]
		80	1.35	108.0	0.00	0.00

11.2.2 Condizioni di carico

Nelle tabelle seguenti sono riportati valori dei carichi valutati precedentemente. I valori dei momenti flettenti sono riferiti al baricentro G della fondazione.

condizioni di carico	$H_L \rightarrow (+)$ [kN]	H_T [kN]	N [kN]	$M_T(A)$ [kNxm]	$M_L(A)$ [kNxm]	$e_L(A)=M_T(A)/N$ [m]	$e_x(G)=d_x(A)-e_L(A)$ [m]	$M_{T,G}$ [kNxm]	$e_T(A)=M_L(A)/N$ [m]	$e_z(G)$ [m]	$M_{L,G}$ [kNxm]
0 REALIZZAZIONE			1352	1826	1014	1.35	2.15	2907	0.75	0.75	1014
1 PERM SP			11544	44795	628	3.88	-0.38	-4392	0.05	0.05	628
2 ACC SP			916	4120	9	4.50	-1.00	-916	0.01	0.01	9
3 PERM IMP			647	873	485	1.35	2.15	1391	0.75	0.75	485
4 ACC IMP - Nmax			1277	1724	958	1.35	2.15	2746	0.75	0.75	958
5 FOLLA			0	0	0				0.00	0.00	0
6 ST	2366							8217			0
7 SA	499							2606			0
8 VARTEMPD			0	0	0			0			0
9 RES. PASSIVE VINCOLI	160	0	0	1463	0			1463			0
10 FR	409	0	0	3739	0			3739			0
11 VENTO		90									1004
12 SIS SP L	1108							5635			0
13 SIS SP T		1108									5635
14 SIS SP V			462	1792	25	3.88	-0.38	-176	0.05	0.05	25
15 SIS IMP L	990							9059			0
16 SIS IMP T		495									5796
17 SIS IMP V			80	108	0	1.35	2.15	172	0.00	0.00	0
18 DS	1311							6882			0

T.1 Carichi dovuti alle condizioni elementari

	H_L [kN]	H_T [kN]	N [kN]	$M_T(G)$ [kNxm]	$M_L(G)$ [kNxm]	
0 REALIZZAZIONE	0	0	1352	2907	1014	
1 PERM SP	0	0	11544	-4392	628	
2 ACC SP	0	0	916	-916	9	
3 PERM IMP	0	0	647	1391	485	
4 ACC IMP - Nmax	0	0	1277	2746	958	
5 FOLLA	0	0	0	0	0	
6 ST	2366	0	0	8217	0	
7 SA	499	0	0	2606	0	
8 VARTEMPD	0	0	0	0	0	(+/-)
9 RES. PASSIVE VINCOLI	160	0	0	1463	0	(+/-)
10 FR	409	0	0	3739	0	(+/-)
11 VENTO	0	90	0	0	1004	(+/-)
12 SIS SP L	1108	0	0	5635	0	(+/-)
13 SIS SP T	0	1108	0	0	5635	(+/-)
14 SIS SP V	0	0	462	-176	25	(+/-)
15 SIS IMP L	990	0	0	9059	0	(+/-)
16 SIS IMP T	0	495	0	0	5796	(+/-)
17 SIS IMP V	0	0	80	172	0	(+/-)
18 DS	1311	0	0	6882	0	(+)

T.2 Riepilogo dei carichi dovuti alle condizioni elementari

11.2.3 *Combinazioni di carico*

Si riportano i coefficienti moltiplicati dei carichi elementari per le combinazioni allo stato limite ultimo, le combinazioni sismiche e le combinazioni allo stato limite di esercizio per le verifiche strutturali e geotecniche.

cond\comb	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	EQU
REALIZZAZIONE	0	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0.87
PERM SP	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1	1	1	1	1	1						0.87
ACC SP	0	0	1.35	1.35	1.35	1.35	0	0	0	0	0	0						0.00
PERM IMP	0	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1	1	1	1	1	1						0.87
ACC IMP - Nmax	0	0	1.35	1.013	1.013	1.35	0	0	0	0	0	0						0
FOLLA	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0						0
ST	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1	1	1	1	1	1						1
SA	0	0	1.35	1.013	1.013	1.35	0	0	0	0	0	0						0
VARTEMPD	0	0	0.72	1.2	0.72	1.2	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5						0.5
RES. PASSIVE VINC	0	0	0.9	1.5	0.9	1.5	0	0	0	0	0	0						0
FR	0	0	1.35	1.013	1.013	1.35	0	0	0	0	0	0						0
VENTO	0	0	0.9	0.9	1.5	1.5	0	0	0	0	0	0						0
SIS SP L	0	0	0	0	0	0	1.00	0.30	0.30	1.00	0.30	0.30						1
SIS SP T	0	0	0	0	0	0	0.30	1.00	0.30	0.30	1.00	0.30						0.3
SIS SP V	0	0	0	0	0	0	0.30	0.30	1.00	-0.30	-0.30	-1.00						-0.3
SIS IMP L	0	0	0	0	0	0	1.00	0.30	0.30	1.00	0.30	0.30						1
SIS IMP T	0	0	0	0	0	0	0.30	1.00	0.30	0.30	1.00	0.30						0.3
SIS IMP V	0	0	0	0	0	0	0.30	0.30	1.00	0.30	0.30	1.00						-0.3
DS	0	0	0	0	0	0	1.00	0.30	0.30	1.00	0.30	0.30						1

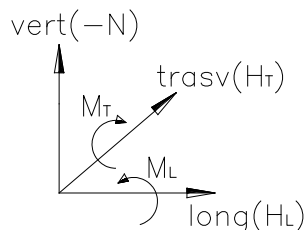
T.1 *Combinazioni di carico SLU*

cond\comb	1	2	3	4	5	6
REALIZZAZIONE	0	1	1	1	1	1
PERM SP	1	1	1	1	1	1
ACC SP	0	0	1	1	1	1
PERM IMP	0	1	1	1	1	1
ACC IMP - Nmax	0	0	1	0.75	0.75	1
FOLLA	0	0	0	0	0	0
ST	1	1	1	1	1	1
SA	0	0	1	0.75	0.75	1
VARTEMPD	0	0	0.6	1	0.6	1
RES. PASSIVE VINC	0	0	0.6	1	0.6	1
FR	0	0	1	0.75	0.75	1
VENTO	0	0	0.6	0.6	1	1

T.2 *Combinazioni di carico SLE*

Si riportano di seguito le sollecitazioni per ogni combinazione di carico.

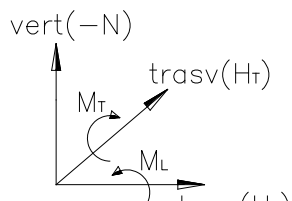
Carichi all'intradosso della fondazione - COMBINAZIONI SLU



	H _L	H _T	N	M _T (G)	M _L (G)
Comb.	[kN]	[kN]	[kN]	[kNxm]	[kNxm]
STA SLU 1	3195	0	15584	5165	848
STA SLU 2	3195	0	18283	10967	2872
STA SLU 3	4563	81	21243	23321	5081
STA SLU 4	4353	81	20812	21131	4758
STA SLU 5	4257	135	20812	20253	5360
STA SLU 6	4659	135	21243	24199	5683
SIS SLU 7	5775	481	13706	29698	5565
SIS SLU 8	3389	1603	13706	14596	13567
SIS SLU 9	3389	481	14085	14593	5582
SIS SLU 10	5775	481	13429	29804	5550
SIS SLU 11	3389	1603	13429	14701	13552
SIS SLU 12	3389	481	13161	14944	5532

T.1 Combinazioni di carico **SLU**

Carichi all'intradosso della fondazione - COMBINAZIONI SLE



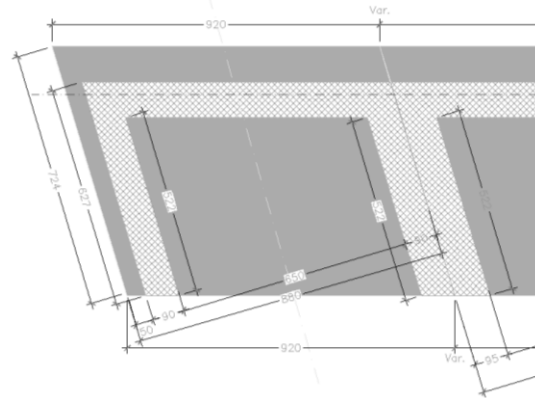
	H _L	H _T	N	M _T (G)	M _L (G)
Comb.	[kN]	[kN]	[kN]	[kNxm]	[kNxm]
STA SLE 1	2366	0	11544	3826	628
STA SLE 2	2366	0	13543	8124	2128
STA SLE 3	3370	54	15736	17177	3697
STA SLE 4	3207	54	15417	15490	3457
STA SLE 5	3143	90	15417	14905	3859
STA SLE 6	3434	90	15736	17763	4098

T.2 Combinazioni di carico **SLE**

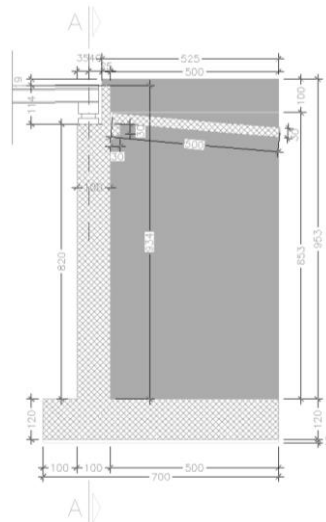
11.3 Rampa laterale sinistra – Spalla “SpB-sx”

11.3.1 Analisi dei carichi

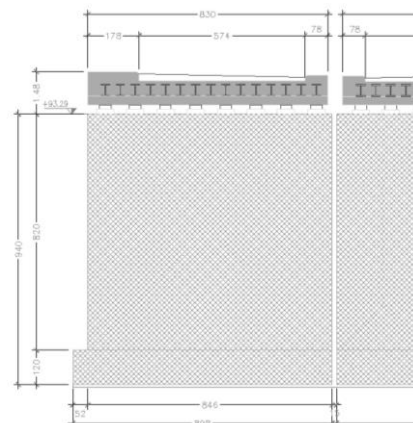
La geometria della sottostruttura spalla della rampa laterale tipo analizzata di seguito è riportata nelle immagini successive.



F 8. Rampa laterale sinistra – Pianta spalla SpB



F 9. Rampa laterale sinistra – Sezione longitudinale spalla SpB



F 10. Rampa laterale sinistra – Prospetto spalla SpB

Sono di seguito illustrati i calcoli dei carichi dovuti ai pesi propri, permanenti portati, carichi accidentali, spinta del terreno, azioni indotte dal sisma ed azioni trasmesse dall'impalcato; nelle tabelle sottostanti sono riportati i singoli valori e le risultanti valutate rispetto al punto A ed al punto G (baricentro fondazione) indicati nelle figure precedenti (vedere § 11.1). Per quanto riguarda il calcolo dei carichi provenienti dall'impalcato fare riferimento alle relazioni corrispondenti.

AZIONI STATICHE**AZIONI VERTICALI**

q	20 kN/m ²	(carico accidentale)
γ _{cls}	25 kN/m ³	(peso dell'unità di volume del calcestruzzo armato)
γ _{cls,magro}	24 kN/m ³	(peso dell'unità di volume del calcestruzzo magro)
γ _{terreno rinterro}	18 kN/m ³	(peso dell'unità di volume del terreno di rinterro)

- Carichi permanenti spalla (PERM SP)

	d _y [m]	d _x [m]	d _z [m]	N [kN]	x(A) [m]	M _T (A) [kNxm]	y(A) = y(G) [m]	z(A) [m]	M _L (A) [kNxm]
muro di testata	8.20	1.00	8.66	1775.3	1.50	2663.0	5.10	-0.34	-603.60
muro paraghiaia	1.30	0.25	8.66	70.4	1.88	132.3	9.85	-0.24	-16.89
muro risolto 1 (dx)	9.90	5.00	0.93	1150.9	4.50	5178.9	5.95	4.42	5086.87
muro risolto 2 (sx)	9.90	5.00	0.93	1150.9	4.50	5178.9	5.95	-3.29	-3786.38
Σ				4147.4		13153.1			680.0
rinterro	9.50	5.00	6.77	5788.4	4.50	26047.6	5.95	0.56	3241.48
plinto di fondazione	1.00	7.00	9.18	1605.6	3.50	5619.7	0.50	0.00	0.00
Σ	9.50			7394.0		31667.3			3241.5
Σ_{PERM SP}	10.50				3.88	44820.4		0.34	3921.5

- Carichi accidentali spalla (ACC SP)

	d _y [m]	d _x [m]	d _z [m]	N [kN]	x(A) [m]	M _T (A) [kNxm]	y(A) = y(G) [m]	z(A) [m]	M _L (A) [kNxm]
	0.00	5.25	8.66	909.3	4.50	4091.9	10.50	0.56	509.21

- Carichi impalcato F1 (REALIZ)

	N [kN]	x(A) [m]	M _T (A) [kNxm]	y(A) = y(G) [m]	z(A) [m]	M _L (A) [kNxm]
	1352	1.35	1825.5	9.15	-0.34	-459.77
	0.0	0.00	0.0	0.00		0.00
Σ	1352.3		1825.5			-459.8

- Carichi permanenti impalcato F2 (PERM IMP)

	N [kN]	x(A) [m]	M _T (A) [kNxm]	y(A) = y(G) [m]	z(A) [m]	M _L (A) [kNxm]
	647	1.35	873.4	9.15	-0.34	-219.98
	0.0	0.00	0.0	0.00		0.00
Σ	647.0		873.4			-220.0

- Carichi accidentali impalcato F2 (ACC IMP-Nmax)

	N [kN]	x(A) [m]	M _T (A) [kNxm]	y(A) = y(G) [m]	z(A) [m]	M _L (A) [kNxm]
	1277	1.35	1724.2	9.15	-0.34	-434.24
	0.0	0.00	0.0	0.00		0.00
Σ	1277.2		1724.2			-434.2

AZIONI ORIZZONTALI

- valutazione della spinta del terreno

$\gamma =$	18 kN/m ³	(peso dell'unità di volume del terreno)
$\phi =$	35.0 0.61	(angolo d'attrito del terreno di riempimento)
$i =$	0 0.00	(inclinazione del terreno a monte, pos in salita)
$\beta =$	0 0.00	(inclinazione del muro, pos se verso monte)
$\alpha = 90 - \beta =$	90° 1.57	(90-β)
$\delta =$	0 0.00	(angolo d'attrito interno tra calcestruzzo e terreno)
$k_a =$	0.271 -	(coefficiente di spinta a riposo)
$L_1 =$	9.18 m	(lunghezza del cuneo di spinta inferiore)
$L_2 =$	8.66 m	(lunghezza del cuneo di spinta superiore)
$h_1 =$	1.00 m	(altezza del plinto)
$h_2 =$	9.50 m	(altezza del muro di testata + trave paraghiaia)
$S_{a,t,1a} =$	22.4 kN	(spinta del terreno cuneo inferiore)
$S_{a,t,1b} =$	425.2 kN	(spinta del terreno cuneo inferiore)
$S_{a,t,2} =$	1906.2 kN	(spinta del terreno cuneo superiore)
$d_{y1a} =$	0.3 m	(distanza del punto di applicazione dal piano di fond)
$d_{y1b} =$	0.50 m	(distanza del punto di applicazione dal piano di fond)
$d_{y2} =$	4.2 m	(distanza del punto di applicazione dal piano di fond)
$S_{a,q1} =$	49.7 kN	(spinta sul plinto dovuta al sovraccarico)
$S_{a,q2} =$	445.9 kN	(spinta sulla spalla dovuta al sovraccarico)
$d_{yq1} =$	0.5 m	(distanza del punto di applicazione dal piano di fond)
$d_{yq2} =$	5.8 m	(distanza del punto di applicazione dal piano di fond)

	H_L [kN]	N [kN]	$M_T(A) = M_T(C)$ [kNxm]	$y(A) = y(G)$ [m]	$M_L(G)$ [kNxm]
- Spinta del terreno (ST)	2353.7		8162.4	-	
- Spinta del sovraccarico (SA)	495.6		2588.7	-	

	$H_L <->$ [kN]	N [kN]	$M_T(A) = M_T(C)$ [kNxm]	$y(A) = y(G)$ [m]	$M_L(G)$ [kNxm]
- Azione di frenamento (FR)	0		0.0	9.15	
	0.0		0.0	0.00	
	0.0		0.0		

	$H_L <->$ [kN]	N [kN]	$M_T(A) = M_T(C)$ [kNxm]	$y(A) = y(G)$ [m]	$M_L(G)$ [kNxm]
- Resistenze passive dei vincoli (RP)	0		0.0	9.15	
	0.0		0.0	0.00	
	0.0		0.0		

	$H_T <->$ [kN]	$y(A) = y(G)$ [m]	$M_L(G) <->$ [kNxm]
- Azione dovuta al vento (VENTO)	90	11.15	1003.5
	0.0	0.00	0.0
	90.0		1003.5

AZIONI SISMICHE**Azioni orizzontali**

- valutazione dell'incremento di spinta del terreno dovuto al sisma

$a_g/g =$	0.080	-	(PGA)		
$S = S_S \times S_T$	1.20	-			
$S_{ve\ spalla} =$	0.04		(spettro di risposta elastico della componente verticale)		
$L_1 =$	9.2	m	(lunghezza del cuneo di spinta inferiore)		
$L_2 =$	8.66	m	(lunghezza del cuneo di spinta superiore)		
$h_1 =$	1	m	(altezza del plinto)		
$h_2 =$	9.5	m	(altezza del muro di testata + trave paraghiaia)		
$\Delta P_{d,1} =$	247.9	kN	(Spinta sismica Mononobe-Okabe / Wood)		
$\Delta P_{d,2} =$	1055.9	kN	(Spinta sismica Mononobe-Okabe / Wood)	3639	1285

1304

- Incremento di spinta del terreno dovuto al sisma (DS)

$H_L <->$	$y(A) = y(G)$	$I_T(A) = MT(G)$	$M_L(G)$
[kN]	[m]	[kNxm]	[kNxm]
1303.75	5.3	6844.7	

- Sisma spalla long. e trasv. (SIS SP L e T)

	N	$H_T = H_L$	$y(A) = y(G)$	$I_T(A) = M_L(A)$
	[kN]	[kN]	[m]	[kNxm]
muro di testata	1775.3	170.4	5.10	869.19
baggioli	0.0	0.0	9.15	0.00
muro paraghiaia	70.4	6.8	9.85	66.53
ringrosso paraghiaia	0.0	0.0	0.00	0.00
muro risolto 1 (dx)	1150.9	110.5	5.95	657.38
muro risolto 2 (sx)	1150.9	110.5	5.95	657.38
orecchia	0.0	0.0	0.00	0.00
soletta inferiore	0.0	0.0	0.00	0.00
soletta inferiore	0.0	0.0	0.00	0.00
mensola posteriore	0.0	0.0	0.00	0.00
rinterro	5788.4	555.7	5.95	3306.3
plinto di fondazione	1605.6	154.1	0.50	77.1
-	0.0	0.0	0.00	0.0
Σ	11541.4	1108.0		5633.9

Azioni verticali

- Sisma spalla verticale (SIS SP V)

	W	N +/-	x(A)	$M_T(A) <->$	z(A)	$M_L(A) <->$
	[kN]	[kN]	[m]	[kNxm]	[m]	[kNxm]
muro di testata	1775.3	71.0	1.50	106.52	-0.34	-24.14
baggioli	0.0	0.0	1.45	0.00	0.00	0.00
muro paraghiaia	70.4	2.8	1.88	5.29	-0.24	-0.68
ringrosso paraghiaia	0.0	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00
muro risolto 1 (dx)	1150.9	46.0	4.50	207.16	4.42	203.47
muro risolto 2 (sx)	1150.9	46.0	4.50	207.16	-3.29	-151.46
orecchia	0.0	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00
soletta inferiore	0.0	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00
soletta inferiore	0.0	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00
mensola posteriore	0.0	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00
rinterro	5788.4	231.5	4.50	1041.9	0.56	129.66
plinto di fondazione	1605.6	64.2	3.50	224.8	0.00	0.00
-	0.0	0.0	0.00	0.0	0.00	0.00
Σ	11541.4	461.7		1792.8		156.9

- Sisma impalcato longitudinale (SIS IMP L)

	$H_L <->$	N +/-	x(A)	$M_T(G) <->$	$y(A) = y(G)$	$M_L(G)$
	[kN]	[kN]	[m]	[kNxm]	[m]	[kNxm]
Sisma long.	0			0.0	9.15	
	0.0			0.0	0.00	
	0.0			0.0		

- Sisma impalcato trasversale (SIS IMP T)

	$H_T <->$	$y(A) = y(G)$	$M_L(G) <->$
	[kN]	[m]	[kNxm]
Sisma trasv.	495	10.11	5796.5
	0.0	0.00	0.0
	495.0		5796.5

- Sisma impalcato verticale (SIS IMP V)

	$H_L <->$	N +/-	x(A)	$M(A) <->$	z(A)	$M_L(A)$
	[kN]	[kN]	[m]	[kNxm]	[m]	[kNxm]
		80	1.35	108.0	0.00	0.00

Impalcato a travi incorporate e sottostrutture in c.a.

11.3.2 Condizioni di carico

Nelle tabelle seguenti sono riportati valori dei carichi valutati precedentemente. I valori dei momenti flettenti sono riferiti al baricentro G della fondazione.

condizioni di carico	$H_L \rightarrow (+)$ [kN]	H_T [kN]	N [kN]	$M_T(A)$ [kNxm]	$M_L(A)$ [kNxm]	$(A)=M_T(A)$ [m]	$e_x(G)=d_x(A)-e_L(A)$ [m]	$M_{T,G}$ [kNxm]	$e_T(A)=M_L(A)/N$ [m]	$e_z(G)$ [m]	$M_{L,G}$ [kNxm]
0 REALIZZAZIONE			1352	1826	-460	1.35	2.15	2907	-0.34	-0.34	-460
1 PERM SP			11541	44820	3921	3.88	-0.38	-4426	0.34	0.34	3921
2 ACC SP			909	4032	509	4.50	-1.00	-909	0.56	0.56	509
3 PERM IMP			647	873	-220	1.35	2.15	1391	-0.34	-0.34	-220
4 ACC IMP - Nmax			1277	1724	-434	1.35	2.15	2746	-0.34	-0.34	-434
5 FOLLA			0	0	0				0.00	0.00	0
6 ST	2354							8162			0
7 SA	496							2589			0
8 VARTEMPD			0	0	0			0			0
9 RES. PASSIVE VINCOLI	0							0			0
10 FR	0							0			0
11 VENTO		90									1004
12 SIS SP L	1108							5634			0
13 SIS SP T		1108									5634
14 SIS SP V			462	1793	157	3.88	-0.38	-177	0.34	0.34	157
15 SIS IMP L	0							0			0
16 SIS IMP T		495									5796
17 SIS IMP V			80	108	0	1.35	2.15	172	0.00	0.00	0
18 DS	1304							6845			0

T.1 Carichi dovuti alle condizioni elementari

	H_L [kN]	H_T [kN]	N [kN]	$M_T(G)$ [kNxm]	$M_L(G)$ [kNxm]	
0 REALIZZAZIONE	0	0	1352	2907	-460	
1 PERM SP	0	0	11541	-4426	3921	
2 ACC SP	0	0	909	-909	509	
3 PERM IMP	0	0	647	1391	-220	
4 ACC IMP - Nmax	0	0	1277	2746	-434	
5 FOLLA	0	0	0	0	0	
6 ST	2354	0	0	8162	0	
7 SA	496	0	0	2589	0	
8 VARTEMPD	0	0	0	0	0	(+/-)
9 RES. PASSIVE VINCOLI	0	0	0	0	0	(+/-)
10 FR	0	0	0	0	0	(+/-)
11 VENTO	0	90	0	0	1004	(+/-)
12 SIS SP L	1108	0	0	5634	0	(+/-)
13 SIS SP T	0	1108	0	0	5634	(+/-)
14 SIS SP V	0	0	462	-177	157	(+/-)
15 SIS IMP L	0	0	0	0	0	(+/-)
16 SIS IMP T	0	495	0	0	5796	(+/-)
17 SIS IMP V	0	0	80	172	0	(+/-)
18 DS	1304	0	0	6845	0	(+)

T.2 Riepilogo dei carichi dovuti alle condizioni elementari

11.3.3 Combinazioni di carico

Si riportano i coefficienti moltiplicati dei carichi elementari per le combinazioni allo stato limite ultimo, le combinazioni sismiche e le combinazioni allo stato limite di esercizio per le verifiche strutturali e geotecniche.

cond\comb	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	EQU
REALIZZAZIONE	0	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0.87
PERM SP	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1	1	1	1	1	1						0.87
ACC SP	0	0	1.35	1.35	1.35	1.35	0	0	0	0	0	0						0.00
PERM IMP	0	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1	1	1	1	1	1						0.87
ACC IMP - Nmax	0	0	1.35	1.013	1.013	1.35	0	0	0	0	0	0						0.00
FOLLA	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0						0.00
ST	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1	1	1	1	1	1						1.00
SA	0	0	1.35	1.013	1.013	1.35	0	0	0	0	0	0						0.00
VARTEMPD	0	0	0.72	1.2	0.72	1.2	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5						0.50
RES. PASSIVE VINC	0	0	0.9	1.5	0.9	1.5	0	0	0	0	0	0						0.00
FR	0	0	1.35	1.013	1.013	1.35	0	0	0	0	0	0						0.00
VENTO	0	0	0.9	0.9	1.5	1.5	0	0	0	0	0	0						0.00
SIS SP L	0	0	0	0	0	0	1.00	0.30	0.30	1.00	0.30	0.30						1
SIS SP T	0	0	0	0	0	0	0.30	1.00	0.30	0.30	1.00	0.30						0.3
SIS SP V	0	0	0	0	0	0	0.30	0.30	1.00	-0.30	-0.30	-1.00						-0.3
SIS IMP L	0	0	0	0	0	0	1.00	0.30	0.30	1.00	0.30	0.30						1
SIS IMP T	0	0	0	0	0	0	0.30	1.00	0.30	0.30	1.00	0.30						0.3
SIS IMP V	0	0	0	0	0	0	0.30	0.30	1.00	0.30	0.30	1.00						-0.3
DS	0	0	0	0	0	0	1.00	0.30	0.30	1.00	0.30	0.30						1

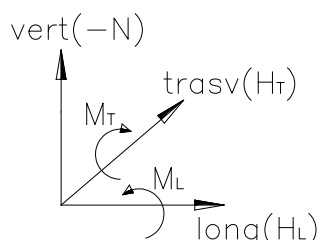
T.1 Combinazioni di carico SLU

cond\comb	1	2	3	4	5	6
REALIZZAZIONE	0	1	1	1	1	1
PERM SP	1	1	1	1	1	1
ACC SP	0	0	1	1	1	1
PERM IMP	0	1	1	1	1	1
ACC IMP - Nmax	0	0	1	0.75	0.75	1
FOLLA	0	0	0	0	0	0
ST	1	1	1	1	1	1
SA	0	0	1	0.75	0.75	1
VARTEMPD	0	0	0.6	1	0.6	1
RES. PASSIVE VINC	0	0	0.6	1	0.6	1
FR	0	0	1	0.75	0.75	1
VENTO	0	0	0.6	0.6	1	1

T.2 Combinazioni di carico SLE

Si riportano di seguito le sollecitazioni per ogni combinazione di carico.

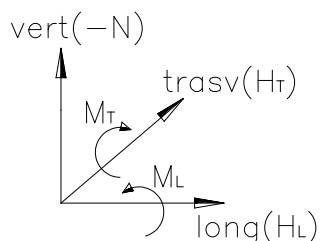
Carichi all'intradosso della fondazione - COMBINAZIONI SLU



	H _L	H _T	N	M _T (G)	M _L (G)
Comb.	[kN]	[kN]	[kN]	[kNxm]	[kNxm]
STA SLU 1	3178	0	15581	5045	5294
STA SLU 2	3178	0	18280	10848	4376
STA SLU 3	3847	81	21232	16822	5381
STA SLU 4	3679	81	20801	15021	5527
STA SLU 5	3679	135	20801	15021	6129
STA SLU 6	3847	135	21232	16822	5983
SIS SLU 7	4765	481	13703	20512	6718
SIS SLU 8	3077	1603	13703	11777	14719
SIS SLU 9	3077	481	14082	11774	6828
SIS SLU 10	4765	481	13426	20618	6624
SIS SLU 11	3077	1603	13426	11884	14625
SIS SLU 12	3077	481	13159	12128	6514

T.1 Combinazioni di carico SLU

Carichi all'intradosso della fondazione - COMBINAZIONI SLE



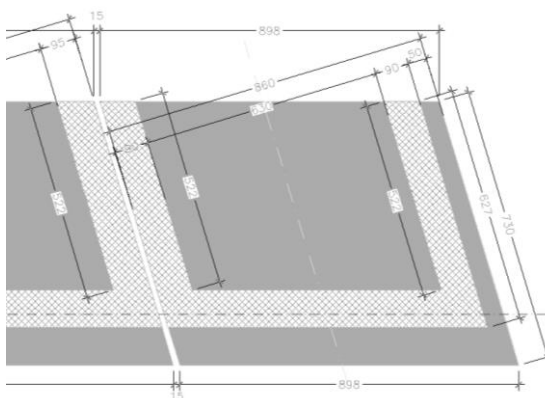
	H _L	H _T	N	M _T (G)	M _L (G)
Comb.	[kN]	[kN]	[kN]	[kNxm]	[kNxm]
STA SLE 1	2354	0	11541	3737	3921
STA SLE 2	2354	0	13541	8035	3242
STA SLE 3	2849	54	15727	12461	3919
STA SLE 4	2725	54	15408	11127	4027
STA SLE 5	2725	90	15408	11127	4429
STA SLE 6	2849	90	15727	12461	4320

T.2 Combinazioni di carico SLE

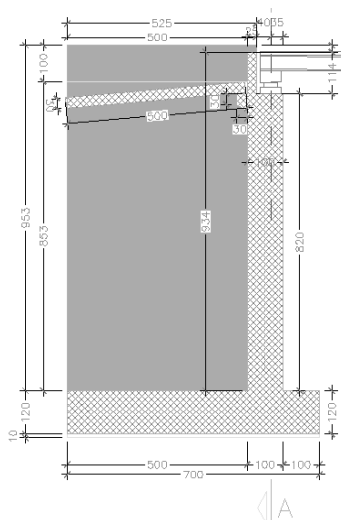
11.4 Rampa laterale destra – Spalla “SpA-dx”

11.4.1 Analisi dei carichi

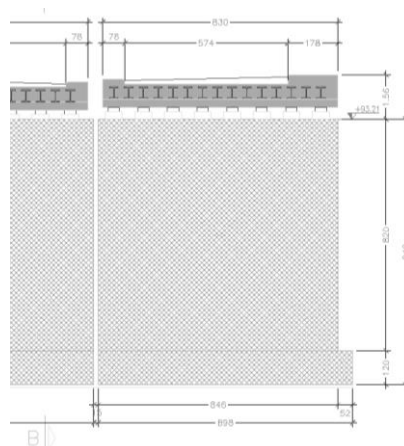
La geometria della sottostruttura spalla della rampa laterale tipo analizzata di seguito è riportata nelle immagini successive.



F 11. Rampa laterale destra – Pianta spalla SpA



F 12. Rampa laterale destra – Sezione longitudinale spalla SpA



F 13. Rampa laterale destra – Prospetto spalla SpA

Sono di seguito illustrati i calcoli dei carichi dovuti ai pesi propri, permanenti portati, carichi accidentali, spinta del terreno, azioni indotte dal sisma ed azioni trasmesse dall'impalcato; nelle tabelle sottostanti sono riportati i singoli valori e le risultanti valutate rispetto al punto A ed al punto G (baricentro fondazione) indicati nelle figure precedenti (vedere § 11.1). Per quanto riguarda il calcolo dei carichi provenienti dall'impalcato fare riferimento alle relazioni corrispondenti.

AZIONI STATICHE**AZIONI VERTICALI**

q	20 kN/m ²	(carico accidentale)
γ_{cls}	25 kN/m ³	(peso dell'unità di volume del calcestruzzo armato)
$\gamma_{cls, magro}$	24 kN/m ³	(peso dell'unità di volume del calcestruzzo magro)
$\gamma_{terreno\ rinterro}$	18 kN/m ³	(peso dell'unità di volume del terreno di rinterro)

- Carichi permanenti spalla (PERM SP)

	d_y [m]	d_x [m]	d_z [m]	N [kN]	x(A) [m]	$M_T(A)$ [kNxm]	y(A) = y(G) [m]	z(A) [m]	$M_L(A)$ [kNxm]
muro di testata	8.20	1.00	8.46	1734.3	1.50	2601.5	5.10	0.34	589.66
muro paraghiaia	1.30	0.25	8.46	68.7	1.88	129.2	9.85	0.22	15.12
muro risolto 1 (dx)	9.90	5.00	0.93	1150.9	4.50	5178.9	5.95	3.20	3682.80
muro risolto 2 (sx)	9.90	5.00	0.93	1150.9	4.50	5178.9	5.95	-4.33	-4983.29
Σ				4104.8		13088.6			-695.7
rinterro	9.50	5.00	6.60	5643.0	4.50	25393.5	5.95	-0.57	-3216.51
-									
plinto di fondazione	1.00	7.00	8.98	1571.5	3.50	5500.3	0.50	0.00	0.00
-									
Σ	9.50			7214.5		30893.8			-3216.5
Σ_{PERM SP}	10.50				3.89	43982.3		-0.35	-3912.2

- Carichi accidentali spalla (ACC SP)

	d_y [m]	d_x [m]	d_z [m]	N [kN]	x(A) [m]	$M_T(A)$ [kNxm]	y(A) = y(G) [m]	z(A) [m]	$M_L(A)$ [kNxm]
	0.00	5.25	8.46	888.3	4.50	3997.4	10.50	-0.57	-506.33

- Carichi impalcato F1 (REALIZ)

	N [kN]	x(A) [m]	$M_T(A)$ [kNxm]	y(A) = y(G) [m]	z(A) [m]	$M_L(A)$ [kNxm]
	1305	1.35	1761.8	9.15	0.34	443.70
	0.0	0.00	0.0	0.00		0.00
	1305.0		1761.8			443.7

- Carichi permanenti impalcato F2 (PERM IMP)

	647	1.35	873.4	9.15	0.34	219.98
	0.0	0.00	0.0	0.00		0.00
	647.0		873.4			220.0

- Carichi accidentali impalcato F2 (ACC IMP-Nmax)

	1277	1.35	1724.2	9.15	0.34	434.24
	0.0	0.00	0.0	0.00		0.00
	1277.2		1724.2			434.2

AZIONI ORIZZONTALI

- *valutazione della spinta del terreno*

$\gamma =$	18 kN/m ³	(peso dell'unità di volume del terreno)
$\phi =$	35.0 0.61	(angolo d'attrito del terreno di riempimento)
$i =$	0 0.00	(inclinazione del terreno a monte, pos in salita)
$\beta =$	0 0.00	(inclinazione del muro, pos se verso monte)
$\alpha = 90 - \beta =$	90 1.57	(90 - β)
$\delta =$	0 0.00	(angolo d'attrito interno tra calcestruzzo e terreno)
$k_a =$	0.271 -	(coefficiente di spinta a riposo)
$L_1 =$	8.98 m	(lunghezza del cuneo di spinta inferiore)
$L_2 =$	8.46 m	(lunghezza del cuneo di spinta superiore)
$h_1 =$	1.00 m	(altezza del plinto)
$h_2 =$	9.50 m	(altezza del muro di testata + trave paraghiaia)
$S_{a,t,1a} =$	21.9 kN	(spinta del terreno cuneo inferiore)
$S_{a,t,1b} =$	416.1 kN	(spinta del terreno cuneo inferiore)
$S_{a,t,2} =$	1862.1 kN	(spinta del terreno cuneo superiore)
$d_{y1a} =$	0.3 m	(distanza del punto di applicazione dal piano di fond)
$d_{y1b} =$	0.50 m	(distanza del punto di applicazione dal piano di fond)
$d_{y2} =$	4.2 m	(distanza del punto di applicazione dal piano di fond)
$S_{a,q1} =$	48.7 kN	(spinta sul plinto dovuta al sovraccarico)
$S_{a,q2} =$	435.6 kN	(spinta sulla spalla dovuta al sovraccarico)
$d_{yq1} =$	0.5 m	(distanza del punto di applicazione dal piano di fond)
$d_{yq2} =$	5.8 m	(distanza del punto di applicazione dal piano di fond)

	H_L [kN]	N [kN]	$M_T(A) = M_T(C)$ [kNxm]	$y(A) = y(G)$ [m]	$M_L(G)$ [kNxm]
- Spinta del terreno (ST)	2300.2		7974.3	-	
- Spinta del sovraccarico (SA)	484.3		2529.0	-	

	H_L <-> [kN]	N [kN]	$M_T(A) = M_T(C)$ [kNxm]	$y(A) = y(G)$ [m]	$M_L(G)$ [kNxm]
- Azione di frenamento (FR)	409		3738.7	9.15	
	0.0		0.0	0.00	
	408.6		3738.7		

	H_L <-> [kN]	N [kN]	$M_T(A) = M_T(C)$ [kNxm]	$y(A) = y(G)$ [m]	$M_L(G)$ [kNxm]
-Resistenze passive dei vincoli (RP)	156		1428.9	9.15	
	0.0		0.0	0.00	
	156.2		1428.9		

	H_T <-> [kN]	$y(A) = y(G)$ [m]	$M_L(G) <->$ [kNxm]
- Azione dovuta al vento (VENTO)	90	11.15	1003.5
	0.0	0.00	0.0
	90.0		1003.5

AZIONI SISMICHE**Azioni orizzontali**

- valutazione dell'incremento di spinta del terreno dovuto al sisma

$a_g/g =$	0.080	-	(PGA)		
$S = S_S \times S_T$	1.20	-			
$S_{ve\ spalla} =$	0.04		(spettro di risposta elastico della componente verticale)		
$L_1 =$	9.0	m	(lunghezza del cuneo di spinta inferiore)		
$L_2 =$	8.46	m	(lunghezza del cuneo di spinta superiore)		
$h_1 =$	1	m	(altezza del plinto)		
$h_2 =$	9.5	m	(altezza del muro di testata + trave paraghiaia)		
$\Delta P_{d,1} =$	242.6	kN	(Spinta sismica Mononobe-Okabe / Wood)		
$\Delta P_{d,2} =$	1031.5	kN	(Spinta sismica Mononobe-Okabe / Wood)	3556	1255

1274

- Incremento di spinta del terreno dovuto al sisma (DS)

$H_L \leftrightarrow$	$y(A) = y(G)I_T(A) = MT(G)$	$M_L(G)$
[kN]	[m]	[kNxm]
1274.10	5.3	6689.0

- Sisma spalla long. e trasv. (SIS SP L e T)

	N	$H_T = H_L$	$y(A) = y(G)I_T(A) = M_L(A)$
	[kN]	[kN]	[m]
muro di testata	1734.3	166.5	5.10
baggioli	0.0	0.0	9.15
muro paraghiaia	68.7	6.6	9.85
ringrosso paraghiaia	0.0	0.0	0.00
muro risolto 1 (dx)	1150.9	110.5	5.95
muro risolto 2 (sx)	1150.9	110.5	5.95
orecchia	0.0	0.0	0.00
soletta inferiore	0.0	0.0	0.00
soletta inferiore	0.0	0.0	0.00
mensola posteriore	0.0	0.0	0.00
rinterro	5643.0	541.7	5.95
plinto di fondazione	1571.5	150.9	0.50
-	0.0	0.0	0.00
Σ	11319.3	1086.7	5527.6

Azioni verticali

- Sisma spalla verticale (SIS SP V)

	W	N +/-	x(A)	$M_T(A) \leftrightarrow$	z(A)	$M_L(A) \leftrightarrow$
	[kN]	[kN]	[m]	[kNxm]	[m]	[kNxm]
muro di testata	1734.3	69.4	1.50	104.06	0.34	23.59
baggioli	0.0	0.0	1.45	0.00	0.00	0.00
muro paraghiaia	68.7	2.7	1.88	5.17	0.22	0.60
ringrosso paraghiaia	0.0	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00
muro risolto 1 (dx)	1150.9	46.0	4.50	207.16	3.20	147.31
muro risolto 2 (sx)	1150.9	46.0	4.50	207.16	-4.33	-199.33
orecchia	0.0	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00
soletta inferiore	0.0	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00
soletta inferiore	0.0	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00
mensola posteriore	0.0	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00
rinterro	5643.0	225.7	4.50	1015.7	-0.57	-128.66
plinto di fondazione	1571.5	62.9	3.50	220.0	0.00	0.00
-	0.0	0.0	0.00	0.0	0.00	0.00
Σ	11319.3	452.8		1759.3		-156.5

- Sisma impalcato longitudinale (SIS IMP L)

	$H_L \leftrightarrow$	N +/-	x(A)	$M_T(G) \leftrightarrow$	y(A) = y(G)	$M_L(G)$
	[kN]	[kN]	[m]	[kNxm]	[m]	[kNxm]
Sisma long.	970			8875.5	9.15	
	0.0			0.0	0.00	
	970.0			8875.5		

- Sisma impalcato trasversale (SIS IMP T)

	$H_T \leftrightarrow$		y(A) = y(G)	$M_L(G) \leftrightarrow$
	[kN]		[m]	[kNxm]
Sisma trasv.	485		10.11	5679.4
	0.0		0.00	0.0
	485.0			5679.4

- Sisma impalcato verticale (SIS IMP V)

$H_L \leftrightarrow$	N +/-	x(A)	M(A) \leftrightarrow	z(A)	$M_L(A)$
[kN]	[kN]	[m]	[kNxm]	[m]	[kNxm]
	78	1.35	105.4	0.00	0.00

11.4.2 Condizioni di carico

Nelle tabelle seguenti sono riportati valori dei carichi valutati precedentemente. I valori dei momenti flettenti sono riferiti al baricentro G della fondazione.

Condizioni di carico

condizioni di carico	$H_L \rightarrow (+)$ [kN]	H_T [kN]	N [kN]	$M_T(A)$ [kNm]	$M_L(A)$ [kNm]	$(A)=M_T(A)$ [m]	$e_X(G)=d_X(A)-e_L(A)$ [m]	$M_{T,G}$ [kNm]	$e_T(A)=M_L(A)/N$ [m]	$e_Z(G)$ [m]	$M_{L,G}$ [kNm]
0 REALIZZAZIONE			1305	1762	444	1.35	2.15	2806	0.34	0.34	444
1 PERM SP			11319	43982	-3912	3.89	-0.39	-4365	-0.35	-0.35	-3912
2 ACC SP			888	3997	-506	4.50	-1.00	-888	-0.57	-0.57	-506
3 PERM IMP			647	873	220	1.35	2.15	1391	0.34	0.34	220
4 ACC IMP - Nmax			1277	1724	434	1.35	2.15	2746	0.34	0.34	434
5 FOLLA			0	0	0				0.00	0.00	0
6 ST	2300							7974			0
7 SA	484							2529			0
8 VARTEMPD			0	0	0			0			0
9 RES. PASSIVE VINCOLI	156							1429			0
10 FR	409							3739			0
11 VENTO		90									1004
12 SIS SP L	1087							5528			0
13 SIS SP T		1087									5528
14 SIS SP V			453	1759	-156	3.89	-0.39	-175	-0.35	-0.35	-156
15 SIS IMP L	970							8876			0
16 SIS IMP T		485									5679
17 SIS IMP V			78	105	0	1.35	2.15	168	0.00	0.00	0
18 DS	1274							6689			0

T.1 Carichi dovuti alle condizioni elementari

	H_L [kN]	H_T [kN]	N [kN]	$M_T(G)$ [kNm]	$M_L(G)$ [kNm]	
0 REALIZZAZIONE	0	0	1305	2806	444	
1 PERM SP	0	0	11319	-4365	-3912	
2 ACC SP	0	0	888	-888	-506	
3 PERM IMP	0	0	647	1391	220	
4 ACC IMP - Nmax	0	0	1277	2746	434	
5 FOLLA	0	0	0	0	0	
6 ST	2300	0	0	7974	0	
7 SA	484	0	0	2529	0	
8 VARTEMPD	0	0	0	0	0	(+/-)
9 RES. PASSIVE VINCOLI	156	0	0	1429	0	(+/-)
10 FR	409	0	0	3739	0	(+/-)
11 VENTO	0	90	0	0	1004	(+/-)
12 SIS SP L	1087	0	0	5528	0	(+/-)
13 SIS SP T	0	1087	0	0	5528	(+/-)
14 SIS SP V	0	0	453	-175	-156	(+/-)
15 SIS IMP L	970	0	0	8876	0	(+/-)
16 SIS IMP T	0	485	0	0	5679	(+/-)
17 SIS IMP V	0	0	78	168	0	(+/-)
18 DS	1274	0	0	6689	0	(+)

T.2 Riepilogo dei carichi dovuti alle condizioni elementari

11.4.3 Combinazioni di carico

Si riportano i coefficienti moltiplicati dei carichi elementari per le combinazioni allo stato limite ultimo, le combinazioni sismiche e le combinazioni allo stato limite di esercizio per le verifiche strutturali e geotecniche.

cond\comb	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	EQU
REALIZZAZIONE	0	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0.87
PERM SP	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1	1	1	1	1	1						0.87
ACC SP	0	0	1.35	1.35	1.35	1.35	0	0	0	0	0	0						0.00
PERM IMP	0	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1	1	1	1	1	1						0.87
ACC IMP - Nmax	0	0	1.35	1.013	1.013	1.35	0	0	0	0	0	0						0.00
FOLLA	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0						0.00
ST	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1	1	1	1	1	1						1.00
SA	0	0	1.35	1.013	1.013	1.35	0	0	0	0	0	0						0.00
VARTEMPD	0	0	0.72	1.2	0.72	1.2	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5						0.50
RES. PASSIVE VINC	0	0	0.9	1.5	0.9	1.5	0	0	0	0	0	0						0.00
FR	0	0	1.35	1.013	1.013	1.35	0	0	0	0	0	0						0.00
VENTO	0	0	0.9	0.9	1.5	1.5	0	0	0	0	0	0						0
SIS SP L	0	0	0	0	0	0	1.00	0.30	0.30	1.00	0.30	0.30						1
SIS SP T	0	0	0	0	0	0	0.30	1.00	0.30	0.30	1.00	0.30						0.3
SIS SP V	0	0	0	0	0	0	0.30	0.30	1.00	-0.30	-0.30	-1.00						-0.3
SIS IMP L	0	0	0	0	0	0	1.00	0.30	0.30	1.00	0.30	0.30						1
SIS IMP T	0	0	0	0	0	0	0.30	1.00	0.30	0.30	1.00	0.30						0.3
SIS IMP V	0	0	0	0	0	0	0.30	0.30	1.00	0.30	0.30	1.00						-0.3
DS	0	0	0	0	0	0	1.00	0.30	0.30	1.00	0.30	0.30						1

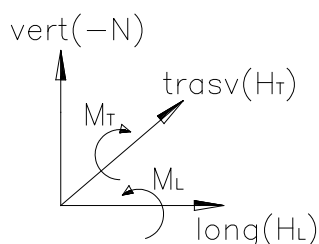
T.1 Combinazioni di carico SLU

cond\comb	1	2	3	4	5	6
REALIZZAZIONE	0	1	1	1	1	1
PERM SP	1	1	1	1	1	1
ACC SP	0	0	1	1	1	1
PERM IMP	0	1	1	1	1	1
ACC IMP - Nmax	0	0	1	0.75	0.75	1
FOLLA	0	0	0	0	0	0
ST	1	1	1	1	1	1
SA	0	0	1	0.75	0.75	1
VARTEMPD	0	0	0.6	1	0.6	1
RES. PASSIVE VINC	0	0	0.6	1	0.6	1
FR	0	0	1	0.75	0.75	1
VENTO	0	0	0.6	0.6	1	1

T.2 Combinazioni di carico SLE

Si riportano di seguito le sollecitazioni per ogni combinazione di carico.

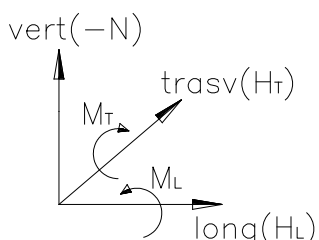
Carichi all'intradosso della fondazione - COMBINAZIONI SLU



	H _L	H _T	N	M _T (G)	M _L (G)
Comb.	[kN]	[kN]	[kN]	[kNxm]	[kNxm]
STA SLU 1	3105	0	15281	4873	-5281
STA SLU 2	3105	0	17916	10538	-4386
STA SLU 3	4451	81	20840	22794	-3580
STA SLU 4	4243	81	20409	20609	-3726
STA SLU 5	4150	135	20409	19751	-3124
STA SLU 6	4545	135	20840	23651	-2978
SIS SLU 7	5631	471	13431	28896	67
SIS SLU 8	3299	1572	13431	14132	7911
SIS SLU 9	3299	471	13802	14127	-43
SIS SLU 10	5631	471	13159	29001	160
SIS SLU 11	3299	1572	13159	14237	8005
SIS SLU 12	3299	471	12897	14476	270

T.1 Combinazioni di carico SLU

Carichi all'intradosso della fondazione - COMBINAZIONI SLE



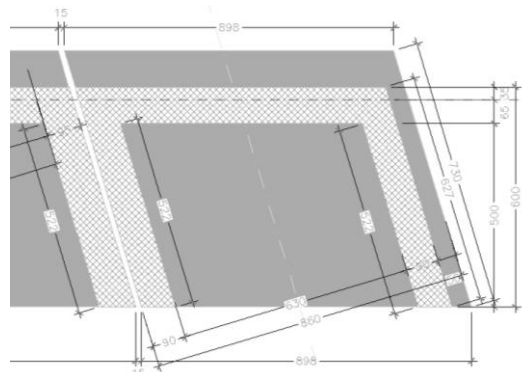
	H _L	H _T	N	M _T (G)	M _L (G)
Comb.	[kN]	[kN]	[kN]	[kNxm]	[kNxm]
STA SLE 1	2300	0	11319	3610	-3912
STA SLE 2	2300	0	13271	7806	-3249
STA SLE 3	3287	54	15437	16789	-2719
STA SLE 4	3126	54	15117	15107	-2827
STA SLE 5	3064	90	15117	14535	-2426
STA SLE 6	3349	90	15437	17360	-2317

T.2 Combinazioni di carico SLE

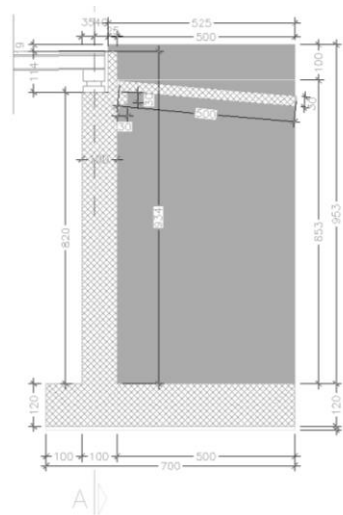
11.5 Rampa laterale destra – Spalla “SpB-dx”

11.5.1 Analisi dei carichi

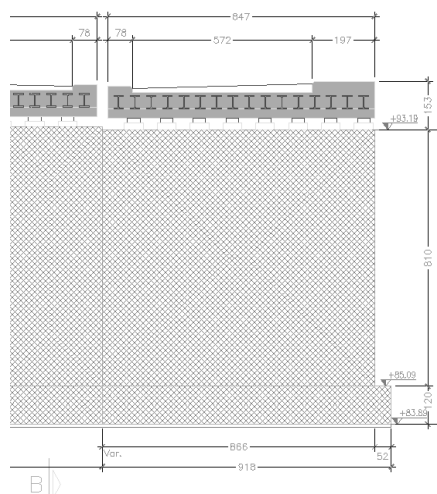
La geometria della sottostruttura spalla della rampa laterale tipo analizzata di seguito è riportata nelle immagini successive.



F 14. Rampa laterale destra – Pianta spalla SpB



F 15. Rampa laterale destra – Sezione longitudinale spalla SpB



F 16. Rampa laterale destra – Prospetto spalla SpB

Sono di seguito illustrati i calcoli dei carichi dovuti ai pesi propri, permanenti portati, carichi accidentali, spinta del terreno, azioni indotte dal sisma ed azioni trasmesse dall'impalcato; nelle tabelle sottostanti sono riportati i singoli valori e le risultanti valutate rispetto al punto A ed al punto G (baricentro fondazione) indicati nelle figure precedenti (vedere § 11.1). Per quanto riguarda il calcolo dei carichi provenienti dall'impalcato fare riferimento alle relazioni corrispondenti.

AZIONI STATICHE**AZIONI VERTICALI**

q	20 kN/m ²	(carico accidentale)
γ _{cls}	25 kN/m ³	(peso dell'unità di volume del calcestruzzo armato)
γ _{cls, magro}	24 kN/m ³	(peso dell'unità di volume del calcestruzzo magro)
γ _{terreno rinterro}	18 kN/m ³	(peso dell'unità di volume del terreno di rinterro)

1

- Carichi permanenti spalla (PERM SP)

	d _y [m]	d _x [m]	d _z [m]	N [kN]	x(A) [m]	M _r (A) [kNxm]	y(A) = y(G) [m]	z(A) [m]	M _t (A) [kNxm]
muro di testata	8.20	1.00	8.46	1734.3	1.50	2601.5	5.10	-0.86	-1491.50
muro paraghiaia	1.30	0.25	8.46	68.7	1.88	129.2	9.85	-0.76	-52.24
muro risolto 1 (dx)	9.90	5.00	0.93	1150.9	4.50	5178.9	5.95	3.81	4384.83
muro risolto 2 (sx)	9.90	5.00	0.93	1150.9	4.50	5178.9	5.95	-3.72	-4281.26
Σ				4104.8		13088.6			-1440.2
rinterro	9.50	5.00	6.60	5643.0	4.50	25393.5	5.95	0.04	225.72
plinto di fondazione	1.00	7.00	8.98	1571.5	3.50	5500.3	0.50	0.00	0.00
Σ	9.50			7214.5		30893.8			225.7
Σ_{PERM SP}	10.50			11319.3	3.89	43982.3		-0.11	-1214.4

- Carichi accidentali spalla (ACC SP)

	d _y [m]	d _x [m]	d _z [m]	N [kN]	x(A) [m]	M _r (A) [kNxm]	y(A) = y(G) [m]	z(A) [m]	M _t (A) [kNxm]
	0.00	5.25	8.46	888.3	4.50	3997.4	10.50	0.04	35.53

- Carichi impalcato F1 (REALIZ)

	N [kN]	x(A) [m]	M _r (A) [kNxm]	y(A) = y(G) [m]	z(A) [m]	M _t (A) [kNxm]
	1305	1.35	1761.8	9.15	-0.86	-1122.30
	0.0	0.00	0.0	0.00		0.00
Σ	1305.0		1761.8			-1122.3

- Carichi permanenti impalcato F2 (PERM IMP)

	N [kN]	x(A) [m]	M _r (A) [kNxm]	y(A) = y(G) [m]	z(A) [m]	M _t (A) [kNxm]
	647	1.35	873.4	9.15	-0.86	-556.41
	0.0	0.00	0.0	0.00		0.00
Σ	647.0		873.4			-556.4

- Carichi accidentali impalcato F2 (ACC IMP-Nmax)

	N [kN]	x(A) [m]	M _r (A) [kNxm]	y(A) = y(G) [m]	z(A) [m]	M _t (A) [kNxm]
	1277	1.35	1724.2	9.15	-0.86	-1098.36
	0.0	0.00	0.0	0.00		0.00
Σ	1277.2		1724.2			-1098.4

AZIONI ORIZZONTALI

- valutazione della spinta del terreno

$\gamma =$	18 kN/m ³		(peso dell'unità di volume del terreno)
$\phi =$	35.0	0.61	(angolo d'attrito del terreno di riempimento)
$i =$	0	0.00	(inclinazione del terreno a monte, pos in salita)
$\beta =$	0	0.00	(inclinazione del muro, pos se verso monte)
$\alpha = 90 - \beta =$	90	1.57	(90 - β)
$\delta =$	0	0.00	(angolo d'attrito interno tra calcestruzzo e terreno)
$k_a =$	0.271	-	(coefficiente di spinta a riposo)
$L_1 =$	8.98	m	(lunghezza del cuneo di spinta inferiore)
$L_2 =$	8.46	m	(lunghezza del cuneo di spinta superiore)
$h_1 =$	1.00	m	(altezza del plinto)
$h_2 =$	9.50	m	(altezza del muro di testata + trave paraghiaia)
$S_{a,t,1a} =$	21.9	kN	(spinta del terreno cuneo inferiore)
$S_{a,t,1b} =$	416.1	kN	(spinta del terreno cuneo inferiore)
$S_{a,t,2} =$	1862.1	kN	(spinta del terreno cuneo superiore)
$d_{y,1a} =$	0.3	m	(distanza del punto di applicazione dal piano di fond)
$d_{y,1b} =$	0.50	m	(distanza del punto di applicazione dal piano di fond)
$d_{y,2} =$	4.2	m	(distanza del punto di applicazione dal piano di fond)
$S_{a,q1} =$	48.7	kN	(spinta sul plinto dovuta al sovraccarico)
$S_{a,q2} =$	435.6	kN	(spinta sulla spalla dovuta al sovraccarico)
$d_{y,q1} =$	0.5	m	(distanza del punto di applicazione dal piano di fond)
$d_{y,q2} =$	5.8	m	(distanza del punto di applicazione dal piano di fond)

	H_L [kN]	N [kN]	$M_T(A) = M_T(G)$ [kNxm]	$y(A) = y(G)$ [m]	$M_L(G)$ [kNxm]
- Spinta del terreno (ST)	2300.2		7974.3	-	
- Spinta del sovraccarico (SA)	484.3		2529.0	-	

- Azione di frenamento (FR)

	$H_L <->$ [kN]	N [kN]	$M_T(A) = M_T(G)$ [kNxm]	$y(A) = y(G)$ [m]	$M_L(G)$ [kNxm]
	0		0.0	9.15	
	0.0		0.0	0.00	
	0.0		0.0		

- Resistenze passive dei vincoli (RP)

	$H_L <->$ [kN]	N [kN]	$M_T(A) = M_T(G)$ [kNxm]	$y(A) = y(G)$ [m]	$M_L(G)$ [kNxm]
	0		0.0	9.15	
	0.0		0.0	0.00	
	0.0		0.0		

- Azione dovuta al vento (VENTO)

	$H_T <->$ [kN]		$y(A) = y(G)$ [m]	$M_L(G) <->$ [kNxm]
	90		11.15	1003.5
	0.0		0.00	0.0
	90.0			1003.5

AZIONI SISMICHE**Azioni orizzontali**

- valutazione dell'incremento di spinta del terreno dovuto al sisma

$a_g/g =$	0.080	-	(PGA)		
$S = S_S \times S_T$	1.20	-			
$S_{ve\ spalla} =$	0.04		(spettro di risposta elastico della componente verticale)		
$L_1 =$	9.0	m	(lunghezza del cuneo di spinta inferiore)		
$L_2 =$	8.46	m	(lunghezza del cuneo di spinta superiore)		
$h_1 =$	1	m	(altezza del plinto)		
$h_2 =$	9.5	m	(altezza del muro di testata + trave paraghiaia)		
$\Delta P_{d,1} =$	242.6	kN	(Spinta sismica Mononobe-Okabe / Wood)		
$\Delta P_{d,2} =$	1031.5	kN	(Spinta sismica Mononobe-Okabe / Wood)	3556	1255

1274

- Incremento di spinta del terreno dovuto al sisma (DS)

$H_L \leftrightarrow$	$y(A) = y(G)$	$M_T(A) = M_T(G)$	$M_L(G)$
[kN]	[m]	[kNxm]	[kNxm]
1274.10	5.3	6689.0	

- Sisma spalla long. e trasv. (SIS SP L e T)

	N	$H_T = H_L$	$y(A) = y(G)$	$M_T(A) = M_L(A)$
	[kN]	[kN]	[m]	[kNxm]
muro di testata	1734.3	166.5	5.10	849.11
baggioli	0.0	0.0	9.15	0.00
muro paraghiaia	68.7	6.6	9.85	65.00
ringrosso paraghiaia	0.0	0.0	0.00	0.00
muro risolto 1 (dx)	1150.9	110.5	5.95	657.38
muro risolto 2 (sx)	1150.9	110.5	5.95	657.38
orecchia	0.0	0.0	0.00	0.00
soletta inferiore	0.0	0.0	0.00	0.00
soletta inferiore	0.0	0.0	0.00	0.00
mensola posteriore	0.0	0.0	0.00	0.00
rinterro	5643.0	541.7	5.95	3223.3
plinto di fondazione	1571.5	150.9	0.50	75.4
-	0.0	0.0	0.00	0.0
Σ	11319.3	1086.7		5527.6

Azioni verticali

- Sisma spalla verticale (SIS SP V)

	W	N +/-	x(A)	$M_T(A) \leftrightarrow$	z(A)	$M_L(A) \leftrightarrow$
	[kN]	[kN]	[m]	[kNxm]	[m]	[kNxm]
muro di testata	1734.3	69.4	1.50	104.06	-0.86	-59.66
baggioli	0.0	0.0	1.45	0.00	0.00	0.00
muro paraghiaia	68.7	2.7	1.88	5.17	-0.76	-2.09
ringrosso paraghiaia	0.0	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00
muro risolto 1 (dx)	1150.9	46.0	4.50	207.16	3.81	175.39
muro risolto 2 (sx)	1150.9	46.0	4.50	207.16	-3.72	-171.25
orecchia	0.0	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00
soletta inferiore	0.0	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00
soletta inferiore	0.0	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00
mensola posteriore	0.0	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00
rinterro	5643.0	225.7	4.50	1015.7	0.04	9.03
plinto di fondazione	1571.5	62.9	3.50	220.0	0.00	0.00
-	0.0	0.0	0.00	0.0	0.00	0.00
Σ	11319.3	452.8		1759.3		-48.6

- Sisma impalcato longitudinale (SIS IMP L)

	$H_L \leftrightarrow$	N +/-	x(A)	$M_T(G) \leftrightarrow$	y(A) = y(G)	$M_L(G)$
	[kN]	[kN]	[m]	[kNxm]	[m]	[kNxm]
Sisma long.	0			0.0	9.15	
	0.0			0.0	0.00	
	0.0			0.0		

- Sisma impalcato trasversale (SIS IMP T)

	$H_T \leftrightarrow$	y(A) = y(G)	$M_L(G) \leftrightarrow$
	[kN]	[m]	[kNxm]
Sisma trasv.	485	10.11	5679.4
	0.0	0.00	0.0
	485.0		5679.4

- Sisma impalcato verticale (SIS IMP V)

	$H_L \leftrightarrow$	N +/-	x(A)	M(A) \leftrightarrow	z(A)	$M_L(A)$
	[kN]	[kN]	[m]	[kNxm]	[m]	[kNxm]
		78	1.35	105.4	0.00	0.00

11.5.2 Condizioni di carico

Nelle tabelle seguenti sono riportati valori dei carichi valutati precedentemente. I valori dei momenti flettenti sono riferiti al baricentro G della fondazione.

Condizioni di carico

condizioni di carico	$H_L \rightarrow (+)$ [kN]	H_T [kN]	N [kN]	$M_T(A)$ [kNxm]	$M_L(A)$ [kNxm]	$L(A)=M_T(A)/N$ [m]	$e_x(G)=d_x(A)-e_L(A)$ [m]	$M_{T,G}$ [kNxm]	$e_T(A)=M_L(A)/N$ [m]	$e_z(G)$ [m]	$M_{L,G}$ [kNxm]
0 REALIZZAZIONE			1305	1762	-1122	1.35	2.15	2806	-0.86	-0.86	-1122.3
1 PERM SP			11319	43982	-1214	3.89	-0.39	-4365	-0.11	-0.11	-1214.4
2 ACC SP			888	3997	36	4.50	-1.00	-888	0.04	0.04	35.53
3 PERM IMP			647	873	-556	1.35	2.15	1391	-0.86	-0.86	-556.4
4 ACC IMP - Nmax			1277	1724	-1098	1.35	2.15	2746	-0.86	-0.86	-1098.4
5 FOLLA			0	0	0				0.00	0.00	0.0
6 ST	2300							7974.3			0.0
7 SA	484							2529.0			0.0
8 VARTEMPD			0	0	0			0			0.0
9 RES. PASSIVE VINCOLI	0							0.0			0.0
10 FR	0							0.0			0.0
11 VENTO		90									1003.5
12 SIS SP L	1087							5527.6			0.0
13 SIS SP T		1087									5527.6
14 SIS SP V			453	1759	-49	3.89	-0.39	-174.6	-0.11	-0.11	-48.6
15 SIS IMP L	0							0.0			0.0
16 SIS IMP T		485									5679.4
17 SIS IMP V			78	105	0	1.35	2.15	167.9	0.00	0.00	0.0
18 DS	1274							6689.0			0.0

T.1 Carichi dovuti alle condizioni elementari

	H_L [kN]	H_T [kN]	N [kN]	$M_T(G)$ [kNxm]	$M_L(G)$ [kNxm]	
0 REALIZZAZIONE	0	0	1305	2806	-1122	
1 PERM SP	0	0	11319	-4365	-1214	
2 ACC SP	0	0	888	-888	36	
3 PERM IMP	0	0	647	1391	-556	
4 ACC IMP - Nmax	0	0	1277	2746	-1098	
5 FOLLA	0	0	0	0	0	
6 ST	2300	0	0	7974	0	
7 SA	484	0	0	2529	0	
8 VARTEMPD	0	0	0	0	0	(+/-)
9 RES. PASSIVE VINCOLI	0	0	0	0	0	(+/-)
10 FR	0	0	0	0	0	(+/-)
11 VENTO	0	90	0	0	1004	(+/-)
12 SIS SP L	1087	0	0	5528	0	(+/-)
13 SIS SP T	0	1087	0	0	5528	(+/-)
14 SIS SP V	0	0	453	-175	-49	(+/-)
15 SIS IMP L	0	0	0	0	0	(+/-)
16 SIS IMP T	0	485	0	0	5679	(+/-)
17 SIS IMP V	0	0	78	168	0	(+/-)
18 DS	1274	0	0	6689	0	(+)

T.2 Riepilogo dei carichi dovuti alle condizioni elementari

11.5.3 Combinazioni di carico

Si riportano i coefficienti moltiplicati dei carichi elementari per le combinazioni allo stato limite ultimo, le combinazioni sismiche e le combinazioni allo stato limite di esercizio per le verifiche strutturali e geotecniche.

cond\comb	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	EQU
REALIZZAZIONE	0	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0.869565
PERM SP	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1	1	1	1	1	1						0.869565
ACC SP	0	0	1.35	1.35	1.35	1.35	0	0	0	0	0	0						0
PERM IMP	0	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1	1	1	1	1	1						0.869565
ACC IMP - Nmax	0	0	1.35	1.013	1.013	1.35	0	0	0	0	0	0						0
FOLLA	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0						0
ST	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1	1	1	1	1	1						1
SA	0	0	1.35	1.013	1.013	1.35	0	0	0	0	0	0						0
VARTEMPD	0	0	0.72	1.2	0.72	1.2	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5						0.5
RES. PASSIVE VINC	0	0	0.9	1.5	0.9	1.5	0	0	0	0	0	0						0
FR	0	0	1.35	1.013	1.013	1.35	0	0	0	0	0	0						0
VENTO	0	0	0.9	0.9	1.5	1.5	0	0	0	0	0	0						0
SIS SP L	0	0	0	0	0	0	1.00	0.30	0.30	1.00	0.30	0.30						1
SIS SP T	0	0	0	0	0	0	0.30	1.00	0.30	0.30	1.00	0.30						0.3
SIS SP V	0	0	0	0	0	0	0.30	0.30	1.00	-0.30	-0.30	-1.00						-0.3
SIS IMP L	0	0	0	0	0	0	1.00	0.30	0.30	1.00	0.30	0.30						1
SIS IMP T	0	0	0	0	0	0	0.30	1.00	0.30	0.30	1.00	0.30						0.3
SIS IMP V	0	0	0	0	0	0	0.30	0.30	1.00	0.30	0.30	1.00						-0.3
DS	0	0	0	0	0	0	1.00	0.30	0.30	1.00	0.30	0.30						1

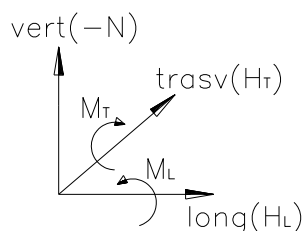
T.1 Combinazioni di carico SLU

cond\comb	1	2	3	4	5	6
REALIZZAZIONE	0	1	1	1	1	1
PERM SP	1	1	1	1	1	1
ACC SP	0	0	1	1	1	1
PERM IMP	0	1	1	1	1	1
ACC IMP - Nmax	0	0	1	0.75	0.75	1
FOLLA	0	0	0	0	0	0
ST	1	1	1	1	1	1
SA	0	0	1	0.75	0.75	1
VARTEMPD	0	0	0.6	1	0.6	1
RES. PASSIVE VINC	0	0	0.6	1	0.6	1
FR	0	0	1	0.75	0.75	1
VENTO	0	0	0.6	0.6	1	1

T.2 Combinazioni di carico SLE

Si riportano di seguito le sollecitazioni per ogni combinazione di carico.

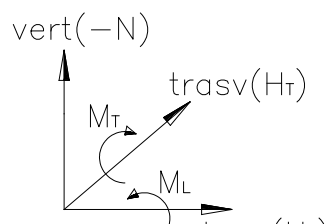
Carichi all'intradosso della fondazione - COMBINAZIONI SLU



	H _L	H _T	N	M _T (G)	M _L (G)
Comb.	[kN]	[kN]	[kN]	[kNxm]	[kNxm]
STA SLU 1	3105	0	15281	4873	-1639
STA SLU 2	3105	0	17916	10538	-3906
STA SLU 3	3759	81	20840	16460	-4437
STA SLU 4	3596	81	20409	14680	-4067
STA SLU 5	3596	135	20409	14680	-3465
STA SLU 6	3759	135	20840	16460	-3835
SIS SLU 7	4661	471	13431	20021	454
SIS SLU 8	3008	1572	13431	11469	8299
SIS SLU 9	3008	471	13802	11465	420
SIS SLU 10	4661	471	13159	20126	484
SIS SLU 11	3008	1572	13159	11574	8328
SIS SLU 12	3008	471	12897	11814	518

T.1 Combinazioni di carico SLU

Carichi all'intradosso della fondazione - COMBINAZIONI SLE



	H _L	H _T	N	M _T (G)	M _L (G)
Comb.	[kN]	[kN]	[kN]	[kNxm]	[kNxm]
STA SLE 1	2300	0	11319	3610	-1214
STA SLE 2	2300	0	13271	7806	-2893
STA SLE 3	2784	54	15437	12193	-3354
STA SLE 4	2663	54	15117	10874	-3079
STA SLE 5	2663	90	15117	10874	-2678
STA SLE 6	2784	90	15437	12193	-2952

T.2 Combinazioni di carico SLE

11.6 Rampe laterali – Verifiche

Le verifiche riportate di seguito sono:

- Verifica a ribaltamento allo *SLU* per la combinazione più gravosa;
- Verifiche strutturali di durabilità allo *SLE* per le combinazioni di carico più gravose.
- Verifiche strutturali di resistenza allo *SLU* per le combinazioni di carico più gravose.

In base alle precedenti sollecitazioni si riportano di seguito le verifiche riferite alle condizioni di volta in volta più gravose tra le quattro spalle analizzate; si segnala che le verifiche sono state ovviamente eseguite per tutte le spalle e che le differenze ottenute tra i vari risultati sono modesti.

11.6.1 Verifiche di stabilità – Ribaltamento

Di seguito la verifica a ribaltamento della spalla in esame effettuata per la combinazione più gravosa che risulta essere la combinazione sismica. La verifica è effettuata considerando l'ipotesi di equilibrio limite del corpo spalla assunto come rigido con centro di rotazione posizionato all'estremità inferiore del plinto lato valle.

Considerando la combinazione **EQU** si ottiene:

cond\comb	EQU
REALIZZAZIONE	0.87
PERM SP	0.87
ACC SP	0.00
PERM IMP	0.87
ACC IMP - Nmax	0.00
FOLLA	0.00
ST	1.00
SA	0.00
VARTEMPD	0.50
VARTEMPU	0.00
FR	0.00
VENTO	0.00
SIS SP L	1.00
SIS SP T	0.30
SIS SP V	-0.30
SIS IMP L	1.00
SIS IMP T	0.30
SIS IMP V	-0.30
DS	1.00

VERIFICA RIBALTAMENTO		
M_{ribalt}	M_{stab}	C.S.
30364	41299	1.36

(SpA-sx)

Le verifiche sono pertanto soddisfatte.

11.6.2 Verifiche strutturali – Plinto di fondazione – Mensola lato valle SLU

Di seguito si riportata la verifica strutturale della porzione di plinto lato valle ipotizzando il vincolo di incastro perfetto di tale mensola con il filo esterno del muro di testata (lato impalcato); la luce di calcolo assunta per la determinazione delle sollecitazioni di verifica è pertanto pari a $L_{valle} \cong 1.0m$. Il carico esterno è ipotizzato uniformemente distribuito ed è assunto cautelativamente pari alla massima reazione del terreno (vedere relazione geotecnica) dedotta dalla combinazione di carico più gravosa. Le sollecitazioni di verifica sono pertanto pari a:

$$V_{S,d} = r_{terreno} \times L_{valle} \cong 870 \text{ kN/m};$$

$$M_{S,d} = r_{terreno} \times L_{valle}^2/2 \cong 435 \text{ kN}\times\text{m/m}.$$

I dati relativi alla geometria della sezione resistente e all'armatura di progetto sono riassunti di seguito.

$$B \times H = 1.0 \times 1.0m - h \cong 0.90m;$$

$$A_s = 1\phi 20/20 - \text{armatura zona tesa}$$

$$A'_s = 1\phi 20/20 - \text{armatura zona compressa}.$$

Si riporta di seguito la verifica a flessione semplice dell'armatura precedentemente esposta. La verifica è eseguita confrontando il momento resistente ultimo con il momento sollecitante ultimo. Il momento resistente minimo, determinato con il programma di calcolo *PresFle*, risulta pari a:

$$M_{R,d} = 557 \text{ kN}\times\text{m/m} > M_{S,d} - \text{Verifica a flessione soddisfatta}.$$

Di seguito si riporta invece la verifica a taglio ovvero il dimensionamento dell'armatura a taglio. La resistenza delle bielle tese composte dall'armatura adottata è pari a:

$$- V_{Rw,d} = 0.9 \times d \times f_{yd} \times A_{sw} / s \times (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \times \text{sen}\alpha \cong 1245 \text{ kN} > V_{S,d} - \text{Verifica soddisfatta};$$

con

$$- d \cong 90\text{cm}$$

$$f_{yd} \cong 391.3 \text{ MPa};$$

$$- A_{sw} \cong 3.14/0.4 \cong 7.85\text{cm}^2/\text{m}$$

$$s = 20\text{cm};$$

$$- \alpha = 90^\circ$$

$$\theta = 45^\circ (\text{ctg}\theta=1 - \text{valore cautelativo}).$$

La resistenza delle bielle compresse di calcestruzzo è pari a:

$$- V_{Rc,d} = 0.9 \times d \times b_w \times \alpha_c \times f'_{cd} \times (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta) \cong 2430 \text{ kN} > V_{S,d} - \text{Verifica soddisfatta};$$

con

$$- d \cong 90\text{cm}$$

$$b_w = 100\text{cm};$$

$$- f'_{cd} = 0.5 \times (0.85 \times 0.83 \times 37/1.5) \cong 8.7 \text{ MPa}$$

$$\alpha_c \cong 1.0 (\text{ipotesi cautelativa});$$

$$- \alpha = 90^\circ$$

$$\theta = 21.8^\circ (\text{ctg}\theta=2.5 - \text{valore cautelativo}).$$

11.6.3 Verifiche strutturali – Plinto di fondazione – Mensola lato valle SLE

Si riportano di seguito le verifiche di durabilità ovvero:

- verifiche dello stato tensionale;

- verifiche a fessurazione.

- Sollecitazioni – Combinazione SLE:

$$M_{S,d} = \gamma_{\text{terreno,SLE}} \times L_{\text{valle}}^2 / 2 \cong 260 \text{ kN}\times\text{m/m}.$$

Le tensioni massime/minime nei materiali, determinate considerando un coefficiente di omogenizzazione $n=15$, risultano pari a:

- $\sigma_{c-\text{max}} \cong -2.9 \text{ MPa} < 0.6f_{ck}$ – massima tensione di compressione nel cls – Verifica soddisfatta;

- $\sigma_{s-\text{max}} \cong 190 \text{ MPa} < 0.8f_{yk}$ – massima tensione nell'acciaio – Verifica soddisfatta.

Effettuando il calcolo della massima tensione di trazione nel calcestruzzo, determinata nell'ipotesi di sezione intermante reagente con le precedenti sollecitazioni, si ottiene:

- $\sigma_{c-\text{max}} \cong 1.4 \text{ MPa}$ – massima tensione di trazione nel cls.

La verifica è quindi soddisfatta nei confronti della formazione delle fessure in quanto:

- $\sigma_{c-\text{max}} < f_{ctm} / 1.2 = 2.3$

11.6.4 Verifiche strutturali – Plinto di fondazione – Mensola lato monte

Di seguito si riportata la verifica strutturale della porzione di plinto lato monte ipotizzando un vincolo di incastro di tale porzione di plinto con il filo interno del muro di testata ovvero il filo muro lato rinterro; la luce di calcolo assunta per la determinazione delle sollecitazioni di verifica è pertanto pari a $L_{monte} = 5.0m$. I carichi esterni, ipotizzati uniformemente distribuiti, sono pari a:

- peso rinterro lato monte e peso plinto (agente verso il basso);
- reazione media del terreno lato monte (agente verso l'alto).

Le sollecitazioni di verifica sono pertanto pari a:

$$V_{S,d} = (p_{rinterro} + p_{plinto} - r_{terreno}) \times L_{monte} \cong 830 \text{ kN/m.}$$

$$M_{S,d} = (p_{rinterro} + p_{plinto} - r_{terreno}) \times L_{monte}^2/2 \cong 2080 \text{ kN}\times\text{m/m.}$$

I dati relativi alla geometria della sezione resistente e all'armatura di progetto sono riassunti di seguito.

$$B \times H = 1.0 \times 1.0m - h \cong 0.9m;$$

$$A_s = 1\phi 26/10 + 1\phi 20/20 - \text{armatura zona tesa}$$

$$A'_s = 1\phi 20/20 - \text{armatura zona compressa.}$$

Si riporta di seguito la verifica a flessione semplice dell'armatura precedentemente esposta. La verifica è eseguita confrontando il momento resistente ultimo con il momento sollecitante ultimo. Il momento resistente minimo, determinato con il programma di calcolo *PresFle*, risulta pari a:

$$M_{R,d} = 2315 \text{ kN}\times\text{m/m} > M_{S,d} - \text{Verifica a flessione soddisfatta.}$$

Di seguito si riporta invece la verifica a taglio ovvero il dimensionamento dell'armatura a taglio. La resistenza delle bielle tese composte dall'armatura adottata è pari a:

$$- V_{Rw,d} = 0.9 \times d \times f_{yd} \times A_{sw} / s \times (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \times \text{sen}\alpha \cong 1245 \text{ kN} > V_{S,d} - \text{Verifica soddisfatta};$$

con

$$- d \cong 90\text{cm}$$

$$f_{yd} \cong 391.3 \text{ MPa};$$

$$- A_{sw} \cong 3.14/0.4 \cong 7.85\text{cm}^2/\text{m}$$

$$s = 20\text{cm};$$

$$- \alpha = 90^\circ$$

$$\theta = 45^\circ (\text{ctg}\theta=1 - \text{valore cautelativo}).$$

La resistenza delle bielle compresse di calcestruzzo è pari a:

$$- V_{Rc,d} = 0.9 \times d \times b_w \times \alpha_c \times f_{cd} \times (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta) \cong 2430 \text{ kN} > V_{S,d} - \text{Verifica soddisfatta};$$

con

$$- d \cong 90\text{cm}$$

$$b_w = 100\text{cm};$$

$$- f_{cd} = 0.5 \times (0.85 \times 0.83 \times 37/1.5) \cong 8.7 \text{ MPa}$$

$$\alpha_c \cong 1.0 (\text{ipotesi cautelativa});$$

$$- \alpha = 90^\circ$$

$$\theta = 21.8^\circ (\text{ctg}\theta=2.5 - \text{valore cautelativo}).$$

11.6.5 Verifiche strutturali – Plinto di fondazione – Mensola lato monte SLE

Si riportano di seguito le verifiche di durabilità ovvero:

- verifiche dello stato tensionale;
- verifiche a fessurazione.

- Sollecitazioni – Combinazione SLE:

$$M_{S,d} = (p_{rinterro} + p_{plinto} - r_{terreno}) \times L_{monte}^2 / 2 \cong 960 \text{ kN}\times\text{m/m}.$$

Le tensioni massime/minime nei materiali, determinate considerando un coefficiente di omogenizzazione $n=15$, risultano pari a:

- $\sigma_{c-max} \cong -6.4 \text{ MPa} < 0.6f_{ck}$ – massima tensione di compressione nel cls – Verifica soddisfatta;
- $\sigma_{s-max} \cong 172 \text{ MPa} < 0.8f_{yk}$ – massima tensione nell'acciaio – Verifica soddisfatta.

Effettuando il calcolo della massima tensione di trazione nel calcestruzzo, determinata nell'ipotesi di sezione intermante reagente con le precedenti sollecitazioni, si ottiene:

- $\sigma_{c-max} \cong 4.3 \text{ MPa}$ – massima tensione di trazione nel cls.

Poiché risulta $\sigma_{c-max} > f_{ctm}/1.2=2.3$ viene riportata di seguito la verifica a fessurazione secondo quanto indicato nella circolare (febbraio 2009) al C4.1.2.2.4.6

La verifica di fessurazione si esegue controllando che:

$$w_d < w_2 = 0.3 \text{ (condizioni ordinarie)}$$

si ottiene:

$h =$	100	cm	$k_1 =$	0.8	-	$A_{c,eff}$	1103	cm^2
	$d =$	93.5	cm	$k_2 =$	0.5	ρ_{eff}	0.06238	-
	$E_{cm} =$	32588	MPa	$k_3 =$	3.4	σ_s	172	MPa
	$E_s =$	210000	MPa	$k_4 =$	0.425	ϵ_{sm}	0.00064	-
	$\alpha_e =$	6.44	-			Δ_{smax}	207	mm
	$k_{\tau} =$	0.6	-			w_d	0.13	mm

La verifica risulta soddisfatta

11.6.6 Verifiche strutturali – Muro di testata – Sezione di base

Di seguito si riportano le verifiche strutturali della sezione di base del muro di testata ovvero della sezione di attacco dello stesso con il plinto di fondazione. Le verifiche di resistenza, taglio e pressoflessione semplice, sono eseguite per la condizione di carico più gravosa ovvero nei confronti delle sollecitazioni dedotte dalla combinazione sismica.

$$N_{S,d} \cong -725 \text{ kN/m (compressione);}$$

$$V_{S,d} \cong 500 \text{ kN/m;}$$

$$M_{S,d} \cong 2230 \text{ kN}\times\text{m/m.}$$

I dati relativi alla geometria della sezione resistente e all'armatura di progetto sono riassunti di seguito.

$$B\times H = 1.0\times 1.0\text{m} - h \cong 0.9\text{m;}$$

$$A_s = 1\phi 26/10 + 1\phi 26/20 - \text{armatura zona tesa;}$$

$$A'_s = 1\phi 20/20 - \text{armatura zona compressa.}$$

Si riporta di seguito la verifica a flessione semplice dell'armatura precedentemente esposta. La verifica è eseguita confrontando il momento resistente ultimo con il momento sollecitante ultimo. Il momento resistente minimo, determinato con il programma di calcolo *PresFle*, risulta pari a:

$$M_{R,d} = 2860 \text{ kN}\times\text{m/m} > M_{S,d} - \text{Verifica a flessione soddisfatta.}$$

Di seguito si riporta invece la verifica a taglio ovvero il dimensionamento dell'armatura a taglio. La resistenza delle bielle tese composte dall'armatura adottata è pari a:

$$- V_{Rw,d} = 0.9\times d\times f_{yd}\times A_{sw}/s\times (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta)\times \text{sen}\alpha \cong 622 \text{ kN} > V_{S,d} - \text{Verifica soddisfatta;}$$

con

$$- d \cong 90\text{cm} \quad f_{yd} \cong 391.3 \text{ MPa;}$$

$$- A_{sw} \cong 3.14/0.4 \cong 7.85\text{cm}^2/\text{m} \quad s = 40\text{cm;}$$

$$- \alpha = 90^\circ \quad \theta = 45^\circ (\text{ctg}\theta=1 - \text{valore cautelativo}).$$

La resistenza delle bielle compresse di calcestruzzo è pari a:

$$- V_{Rc,d} = 0.9\times d\times b_w\times \alpha_c\times f'_{cd}\times (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta)/(1 + \text{ctg}^2\theta) \cong 2430 \text{ kN} > V_{S,d} - \text{Verifica soddisfatta;}$$

con

$$- d \cong 90\text{cm} \quad b_w = 100\text{cm;}$$

$$- f'_{cd} = 0.5\times (0.85\times 0.83\times 37/1.5) \cong 8.7 \text{ MPa} \quad \alpha_c \cong 1.0 (\text{ipotesi cautelativa});$$

$$- \alpha = 90^\circ \quad \theta = 21.8^\circ (\text{ctg}\theta=2.5 - \text{valore cautelativo}).$$

11.6.7 Verifiche strutturali – Muro di testata – Sezione di base SLE

Si riportano di seguito le verifiche di durabilità ovvero:

- verifiche dello stato tensionale;

- verifiche a fessurazione.

- Sollecitazioni – Combinazione SLE:

$N_{S,d} \cong -970$ kN/m – sollecitazione assiale (compressione);

$M_{S,d} \cong 1040$ kN×di di m/m – sollecitazione flettente.

Le tensioni massime/minime nei materiali, determinate considerando un coefficiente di omogenizzazione $n=15$, risultano pari a:

- $\sigma_{c-max} \cong -7.2$ MPa $< 0.6f_{ck}$ – massima tensione di compressione nel cls – Verifica soddisfatta;

- $\sigma_{s-max} \cong 110$ MPa $< 0.8f_{yk}$ – massima tensione nell'acciaio – Verifica soddisfatta.

Effettuando il calcolo della massima tensione di trazione nel calcestruzzo, determinata nell'ipotesi di sezione intermante reagente con le precedenti sollecitazioni, si ottiene:

- $\sigma_{c-max} \cong 3.6$ MPa – massima tensione di trazione nel cls.

Poiché risulta $\sigma_{c-max} > f_{ctm}/1.2=2.3$ viene riportata di seguito la verifica a fessurazione secondo quanto indicato nella circolare (febbraio 2009) al C4.1.2.2.4.6

La verifica di fessurazione si esegue controllando che:

$$w_d < w_1 = 0.2 \text{ (condizioni aggressive)}$$

si ottiene:

$h=$	100	cm	$k_1=$	0.8	-	$A_{c,eff}$	1544.96	cm^2
$d=$	93.5	cm	$k_2=$	0.5	-	ρ_{eff}	0.05155	-
$E_{cm}=$	33643	MPa	$k_3=$	3.4	-	σ_s	110	MPa
$E_s=$	210000	MPa	$k_4=$	0.425	-	ε_{sm}	0.00031	-
$\alpha_e=$	6.24	-				Δs_{max}	222	mm
$k_t=$	0.6	-				w_d	0.07	mm

La verifica risulta soddisfatta

11.6.8 Verifiche strutturali – Muro paraghiaia – Sezione di base SLU

Di seguito il calcolo delle sollecitazioni e le verifiche del muro paraghiaia effettuate considerando una striscia di muro di profondità unitari. Le sollecitazioni sono desunte considerando cautelativamente un modello locale di mensola verticale con vincolo di incastro nella sezione di base ovvero in corrispondenza del muro di testata; l'altezza media di calcolo è assunta pari a 1.2 m.

La condizione di carico dimensionante risulta essere la condizione di carico statica comprensiva delle seguenti azioni:

- *Carichi permanenti* (peso proprio)

$$N_{pp} = -(0.25 \times 1.2 \times 25) = -7.5 \text{ kN/m};$$

- *Spinta delle terre* (cautelativamente si assume un coefficiente di spinta a riposo)

$$S_t = 1/2 \times 18 \times 0.426 \times 1.2^2 \cong 5.5 \text{ kN/m};$$

$$M_t = S_t \times 1.2/3 \cong 2.2 \text{ kN} \times \text{m/m};$$

- *Sovraccarico a tergo spalla* \Rightarrow assente;

- *Azione orizzontale di frenatura agente in testa al paraghiaia diffusa considerando una ripartizione a 45° (non si considerano ulteriori forze di frenatura);*

$$F_{fren} = 0.6 \times 300 / B_{diff} = 180 / (1.6 + 2.0 + 1.6) \cong 34.6 \text{ kN/m};$$

$$M_{fren} = F_{fren} \times 1.2 \cong 42 \text{ kN} \times \text{m/m};$$

- *Azione verticale concomitante all'azione di frenatura;*

$$N_Q = -300 / (1.6 + 2.0 + 1.6) \cong -57.7 \text{ kN/m}.$$

Le sollecitazioni di verifica allo *SLU* sono pertanto pari a:

$$N_{Sd} = -(7.5 \times 1.35) - (57.7 \times 1.35) \cong -88 \text{ kN/m} \text{ – sollecitazione assiale (compressione);}$$

$$H_{Sd} = (5.5 \times 1.35) + (34.6 \times 1.35) \cong 55 \text{ kN/m} \text{ – sollecitazione di taglio;}$$

$$M_{Sd} = (2.2 \times 1.35) + (42 \times 1.35) \cong 60 \text{ kN} \times \text{m/m} \text{ – sollecitazione flettente.}$$

I dati relativi alla geometria della sezione resistente e all'armatura di progetto sono riassunti di seguito.

$$B \times H = 1.0 \times 0.25 \text{ m} \text{ – } h \cong 0.2 \text{ m};$$

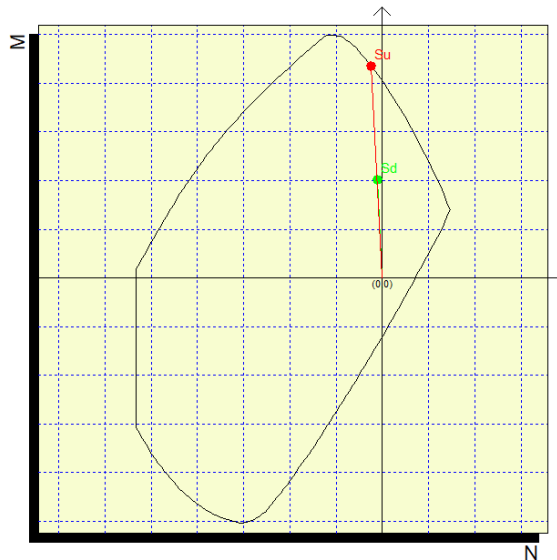
$$A_s = 1\phi 16/10 + 1\phi 12/20 \text{ – armatura zona tesa};$$

$$A'_s = 1\phi 12/20 \text{ – armatura zona compressa.}$$

Si riporta di seguito la verifica a presso-flessione della sezione di base eseguita confrontando il minimo valore del momento resistente ultimo, determinato con il programma di calcolo *PresFle+*, con il momento sollecitante ultimo.

$$M_{R,d} = 186 \text{ kN}\times\text{m}/\text{m} > M_{S,d} - \text{Verifica a flessione soddisfatta.}$$

(controllo momento resistente si trascura l'effetto positivo dello sforzo assiale $\Rightarrow M=0.9\times 20\times 25.8\times 3913/10000 \cong 180 \text{ kN}\times\text{m}/\text{m}$)



F 17. Dominio di interazione N-M

Di seguito si riporta invece la verifica a taglio ovvero il dimensionamento dell'armatura a taglio. La resistenza delle bielle tese composte dall'armatura adottata è pari a:

$$- V_{Rw,d} = 0.9 \times d \times f_{yd} \times A_{sw} / s \times (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \times \text{sen}\alpha \cong 69 \text{ kN} > V_{S,d} - \text{Verifica soddisfatta};$$

con

- $d \cong 20\text{cm}$ $f_{yd} \cong 391.3 \text{ MPa};$
- $A_{sw} \cong 0.785/0.4 \cong 1.963\text{cm}^2/\text{m}$ $s = 20\text{cm};$
- $\alpha = 90^\circ$ $\theta = 45^\circ$ (ctg $\theta=1$ - valore cautelativo).

La resistenza delle bielle compresse di calcestruzzo è pari a:

$$- V_{Rc,d} = 0.9 \times d \times b_w \times \alpha_c \times f'_{cd} \times (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta) \cong 583 \text{ kN} > V_{S,d} - \text{Verifica soddisfatta};$$

con

- $d \cong 20\text{cm}$ $b_w = 100\text{cm};$
- $f'_{cd} = 0.5 \times (0.85 \times 0.83 \times 40 / 1.5) \cong 9.4 \text{ MPa}$ $\alpha_c \cong 1.0$ (ipotesi cautelativa);
- $\alpha = 90^\circ$ $\theta = 21.8^\circ$ (ctg $\theta=2.5$ - valore cautelativo).

11.6.9 Verifiche strutturali – Muro paraghiaia – Sezione di base SLE

Si riportano di seguito le verifiche di durabilità ovvero:

- verifiche dello stato tensionale;

- verifiche a fessurazione.

- Sollecitazioni – Combinazione SLE:

$N_{Sd} \cong -65 \text{ kN/m}$ – sollecitazione assiale (compressione);

$M_{Sd} \cong 45 \text{ kN}\times\text{m/m}$ – sollecitazione flettente.

Le tensioni massime/minime nei materiali, determinate considerando un coefficiente di omogenizzazione $n=15$, risultano pari a:

- $\sigma_{c-max} \cong -5.2 \text{ MPa} < 0.6f_{ck}$ – massima tensione di compressione nel cls – Verifica soddisfatta;

- $\sigma_{s-max} \cong 85 \text{ MPa} < 0.8f_{yk}$ – massima tensione nell'acciaio – Verifica soddisfatta.

Effettuando il calcolo della massima tensione di trazione nel calcestruzzo, determinata nell'ipotesi di sezione interante reagente con le precedenti sollecitazioni, si ottiene:

- $\sigma_{c-max} \cong 4.2 \text{ MPa}$ – massima tensione di trazione nel cls.

Poiché risulta $\sigma_{c-max} > f_{ctm}/1.2=2.58$ viene riportata di seguito la verifica a fessurazione secondo quanto indicato nella circolare (febbraio 2009) al C4.1.2.2.4.6.

La verifica di fessurazione si esegue controllando che:

$$w_d < w_1 = 0.2 \text{ (condizioni aggressive)}$$

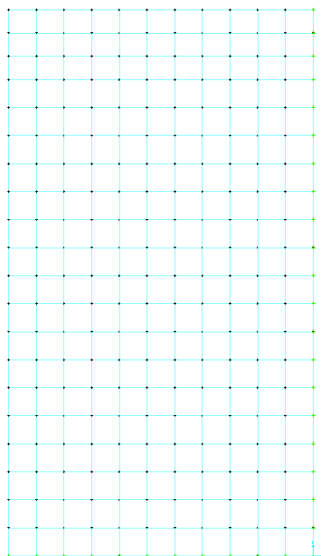
si ottiene:

$h=$	25	cm	$k_1=$	0.8	-	$A_{c,eff}$	500	cm^2
$d=$	21	cm	$k_2=$	0.5	-	ρ_{eff}	0.011	-
$E_{cm}=$	33643	MPa	$k_3=$	3.4	-	σ_s	85	MPa
$E_s=$	210000	MPa	$k_4=$	0.425	-	ε_{sm}	0.00024	-
$\alpha_e=$	6.24	-				Δ_{smax}	377	mm
$k_{f=}$	0.6	-				w_d	0.09	mm

La verifica risulta soddisfatta

11.6.10 Verifiche strutturali – Muri di risvolto SLU

Di seguito il calcolo delle sollecitazioni e le verifiche dei muri di risvolto effettuate considerando un modello locale di piastra incastrata nella sezione di base (estradosso plinto), incastrata in corrispondenza del muro di testata e incernierata in corrispondenza del muro paraghiaia; l'altezza di calcolo considerata è pari a 9.40m misurata a partire da estradosso plinto fino a testa muro. Per il calcolo delle sollecitazioni s'implementa un apposito modello locale agli elementi finiti, con l'ausilio del programma di calcolo *SAP2000*, utilizzando elementi bidimensionali a tre-quattro nodi con funzioni di forma lineari; nel calcolo delle sollecitazioni si tiene conto dell'effetto deformativo del taglio. Di seguito alcune immagini del modello di calcolo.



F 18. Modello di calcolo (sezione $s_p=90\text{cm}$)

La condizione di carico dimensionante risulta essere la condizione di carico statica comprensiva delle seguenti azioni:

- *Peso proprio parete* \Rightarrow spessore parete (90)cm;

$$p_{p-90} = s \times \gamma_{cls} = (0.9 \times 25) = 22.5 \text{ kPa};$$

- *Spinta statica delle terre* \Rightarrow cautelativamente si assume un coefficiente di spinta a riposo. La spinta triangolare avrà intensità massima ad estradosso plinto, $H_{\text{muro}}=9.40\text{m}$, di valore pari a:

$$s_t = \gamma_{\text{rint}} \times k_0 \times H = 18 \times 0.426 \times 9.4 \cong 72 \text{ kPa};$$

- *Spinta statica dovuta al sovraccarico $q=10 \text{ kPa}$* \Rightarrow cautelativamente si assume un coefficiente di spinta a riposo. La spinta uniforme avrà intensità massima ad estradosso plinto, $H_{\text{muro}}=9.40\text{m}$, di valore pari a:

$$s_t = \gamma_q \times k_0 \times H = 10 \times 0.426 \times 9.4 \cong 40 \text{ kPa};$$

In condizioni sismiche si sono inoltre considerate le seguenti azioni:

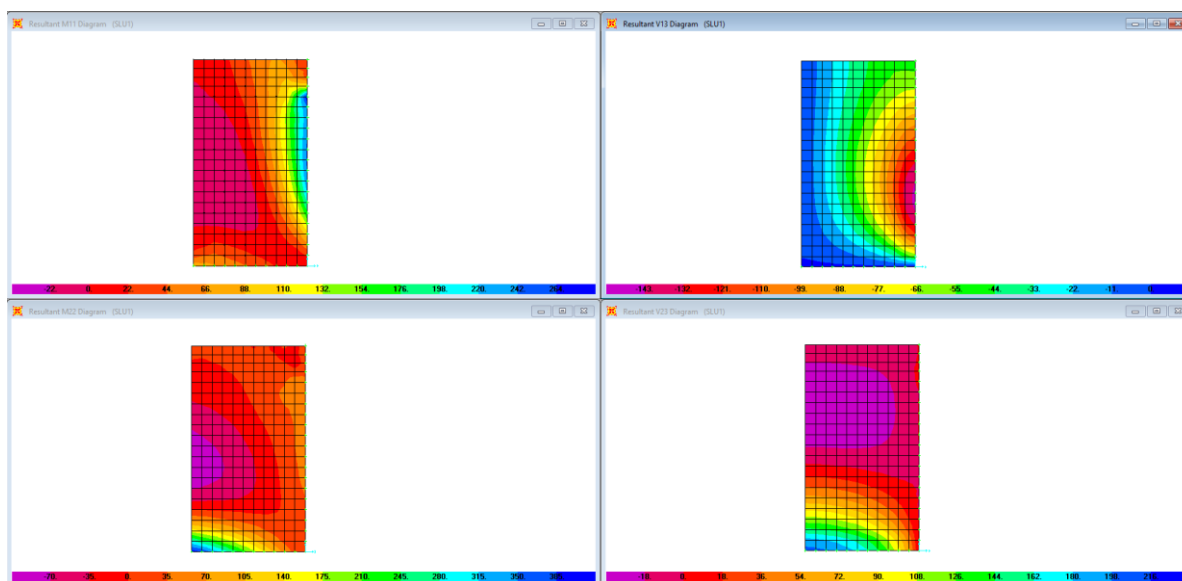
- *Inerzia parete* \Rightarrow si considera l'inerzia della parete come un carico di superficie uniformemente distribuito. L'intensità di tale carico è pari a:

$$f_{\text{inrz-par}} = (a_g/g) \times s_{\text{parete}} \times \gamma_{\text{cls}} = 0.08 \times 0.9 \times 25 \cong 1.8 \text{ kPa};$$

- *Inerzia rinterro* \Rightarrow si considera, in assoluto favore di sicurezza, la spinta generata dall'inerzia del rinterro compreso tra i muri di risvolto come un carico di superficie uniformemente distribuito. L'intensità di tale carico è pari a:

$$f_{\text{inrz-rint}} = (a_g/g) \times L_{\text{rint}} \times \gamma_{\text{rint}} = 0.08 \times 6.9 \times 18 \cong 10 \text{ kPa}.$$

Di seguito le mappature cromatiche delle sollecitazioni flettenti e taglianti nei due piani di armatura ($M_{11} \Rightarrow$ momento flettente che tende/comprime le fibre orizzontali / $V_{13} \Rightarrow$ taglio nel piano orizzontale / $M_{22} \Rightarrow$ momento flettente che tende/comprime le fibre verticali / $V_{23} \Rightarrow$ taglio nel piano verticale) immagini del modello di calcolo.



F 19. Sollecitazioni flettenti e taglianti (M_{11} - V_{13} figure superiori / M_{22} - V_{23} figure inferiori)

Le sollecitazioni di verifica allo *SLU* (si trascura cautelativamente il modesto valore dello sforzo assiale verticale di compressione) sono riassunte di seguito.

Parete spessore 90cm

$V_{Hd} \cong 140 \text{ kN/m}$ – Taglio orizzontale $M_{S-Hd} \cong 250 \text{ kN}\times\text{m/m}$ – Momento orizzontale.

$V_{Vd} \cong 190 \text{ kN/m}$ – Taglio verticale $M_{S-Vd} \cong 350 \text{ kN}\times\text{m/m}$ – Momento verticale.

I dati relativi all'armatura di progetto (copriferro medio $\cong 7\text{cm}$ – valore cautelativo valido sia per l'armatura verticale/orizzontale) sono riassunti di seguito.

$A_{sh} = 1\phi 24/20$ – armatura orizzontale tesa $A'_{sh} = 1\phi 16/20$ – armatura orizzontale compressa;

$A_{sv} = 1\phi 24/20$ – armatura verticale tesa $A'_{sv} = 1\phi 16/20$ – armatura verticale compressa;

Si riportano di seguito le verifiche a flessione semplice delle sezioni maggiormente sollecitate eseguite confrontando i minimi valori dei momenti resistenti ultimi, determinati con il programma di calcolo *PresFle+*, con i momenti sollecitanti ultimi.

$M_{R-H,d} \cong M_{R-Vd} \cong 700 \text{ kN}\times\text{m/m} > M_{S-V,d}$ – Verifica a flessione verticale soddisfatta;

(controllo momento resistente si trascura l'effetto positivo dello sforzo assiale $\Rightarrow M \cong 0.9 \times 83 \times 22.6 \times 3913 / 10000 \cong 665 \text{ kN}\times\text{m/m}$)

Di seguito si riporta invece la verifica a taglio ovvero il dimensionamento dell'armatura a taglio ($\phi 16/40 \times 40$). La resistenza delle bielle tese composte dall'armatura adottata è pari a:

- $V_{Rw,d} = 0.9 \times d \times f_{yd} \times A_{sw} / s \times (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \times \text{sen}\alpha \cong 245 \text{ kN} > V_{S,d}$ – Verifica soddisfatta;

con

- $d \cong 83 \text{ cm}$ $f_{yd} \cong 391.3 \text{ MPa}$;

- $A_{sw} \cong 2.01/0.4 \cong 5.025 \text{ cm}^2/\text{m}$ $s = 40 \text{ cm}$;

- $\alpha = 90^\circ$ $\theta = 45^\circ$ ($\text{ctg}\theta=1$ - valore cautelativo).

La resistenza delle bielle compresse di calcestruzzo è pari a:

- $V_{Rc,d} = 0.9 \times d \times b_w \times \alpha_c \times f'_{cd} \times (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta) \cong 2421 \text{ kN} > V_{S,d}$ – Verifica soddisfatta;

con

- $d \cong 83 \text{ cm}$ $b_w = 100 \text{ cm}$;

- $f'_{cd} = 0.5 \times (0.85 \times 0.83 \times 40 / 1.5) \cong 9.4 \text{ MPa}$ $\alpha_c \cong 1.0$ (ipotesi cautelativa);

- $\alpha = 90^\circ$ $\theta = 21.8^\circ$ ($\text{ctg}\theta=2.5$ - valore cautelativo).

11.6.11 Verifiche strutturali – Muri di risvolto SLE

Si riportano di seguito le *verifiche di durabilità* ovvero:

- verifiche dello stato tensionale;
- verifiche a fessurazione.

Parete spessore 90cm

- Sollecitazioni – Combinazione SLE:

$M_{S-Vd} \cong 200 \text{ kN}\times\text{m/m}$ – Momento verticale.

Le tensioni massime/minime nei materiali, determinate considerando un coefficiente di omogenizzazione $n=15$, risultano pari a:

- $\sigma_{c-\max} \cong -2.4 \text{ MPa} < 0.6f_{ck}$ – massima tensione di compressione nel cls – Verifica soddisfatta;
- $\sigma_{s-\max} \cong 115 \text{ MPa} < 0.8f_{yk}$ – massima tensione nell'acciaio – Verifica soddisfatta.

Effettuando il calcolo della massima tensione di trazione nel calcestruzzo, determinata nell'ipotesi di sezione interante reagente con le precedenti sollecitazioni, si ottiene:

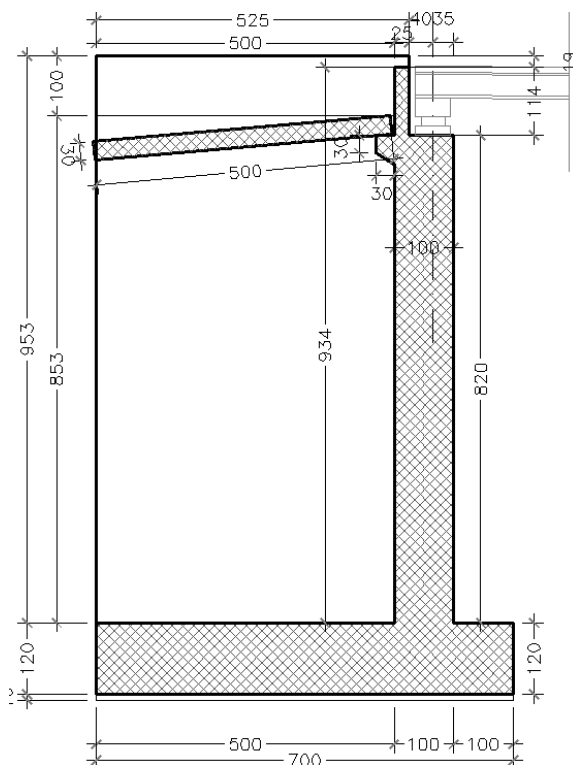
- $\sigma_{c-\max} \cong 1.3 \text{ MPa}$ – massima tensione di trazione nel cls.

La verifica è quindi soddisfatta nei confronti della formazione delle fessure in quanto:

- $\sigma_{c-\max} < f_{ctm}/1.2=2.58$

11.6.12 Verifiche strutturali – Soletta di transizione SLU

Di seguito si riportano le verifiche strutturali della soletta di transizione. Le verifiche di resistenza, taglio e presso-flessione semplice, sono eseguite per la condizione di carico più gravosa ovvero nei confronti delle sollecitazioni dedotte dalla combinazione statica ipotizzando uno schema di trave appoggiata.



Peso proprio e carichi permanenti: $p.p. = 25 \times 0.3 = 7.5 \text{ kPa}$

$P_{\text{terreno}} = 18 \times 1.2 = 21.6 \text{ kPa}$

Carichi accidentali: $Q = 20 \text{ kPa}$

$V_{s,d} = [(7.5 + 21.6 + 20) \times 5/2] \times 1.35 \cong 165 \text{ kN/m}$ – sollecitazione di taglio;

$M_{s,d} \cong [(7.5 + 21.6 + 20) \times 5^2/8] \times 1.35 \cong 210 \text{ kNm/m}$ – sollecitazione flettente.

I dati relativi alla geometria della sezione resistente e all'armatura di progetto sono riassunti di seguito.

$B \times H = 1.0 \times 0.3 \text{ m} - h \cong 0.295 \text{ m};$

$A_s = 1 \phi 22/10$ – armatura zona tesa;

$A'_s = 1 \phi 12/20$ – armatura zona compressa. (si utilizza lo stesso quantitativo in direzione trasversale)

Si riporta di seguito la verifica a flessione semplice dell'armatura precedentemente esposta. La verifica è eseguita confrontando il momento resistente ultimo con il momento sollecitante ultimo. Il momento resistente minimo, determinato con il programma di calcolo *PresFle*, risulta pari a:

$$M_{R,d} = 330 \text{ kN}\times\text{m}/\text{m} > M_{S,d} - \text{Verifica a flessione soddisfatta.}$$

Di seguito si riporta invece la verifica a taglio ovvero il dimensionamento dell'armatura a taglio. La resistenza delle bielle tese composte dall'armatura adottata è pari a:

$$- V_{R,w,d} = 0.9 \times d \times f_{yd} \times A_{sw} / s \times (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \times \text{sen}\alpha \cong 295 \text{ kN} > V_{S,d} - \text{Verifica soddisfatta;}$$

con

$$- d \cong 295 \text{ mm} \qquad f_{yd} \cong 391.3 \text{ MPa;}$$

$$- A_{sw} \cong 1.13/0.2 \cong 7.85 \text{ cm}^2/\text{m} \qquad s = 20 \text{ cm;}$$

$$- \alpha = 90^\circ \qquad \theta = 45^\circ (\text{ctg}\theta=1 - \text{valore cautelativo}).$$

La resistenza delle bielle compresse di calcestruzzo è pari a:

$$- V_{R,c,d} = 0.9 \times d \times b_w \times \alpha_c \times f'_{cd} \times (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta) \cong 830 \text{ kN} > V_{S,d} - \text{Verifica soddisfatta;}$$

con

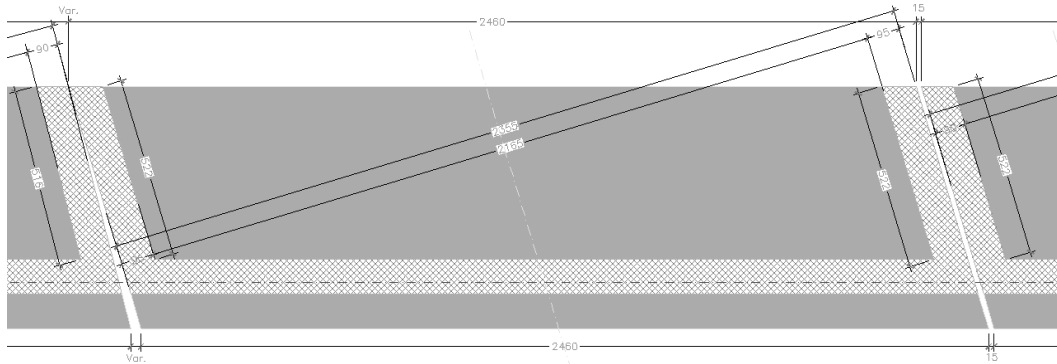
$$- d \cong 295 \text{ mm} \qquad b_w = 100 \text{ cm;}$$

$$- f'_{cd} = 0.5 \times (0.85 \times 0.83 \times 35 / 1.5) \cong 8.23 \text{ MPa} \qquad \alpha_c \cong 1.0 (\text{ipotesi cautelativa});$$

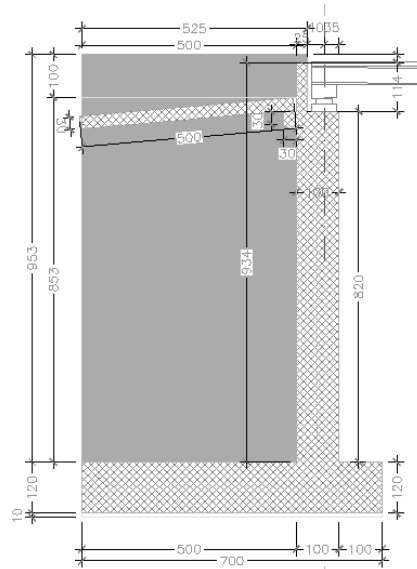
$$- \alpha = 90^\circ \qquad \theta = 21.8^\circ (\text{ctg}\theta=2.5 - \text{valore cautelativo}).$$

11.7 Opera centrale – Spalla “SpA”

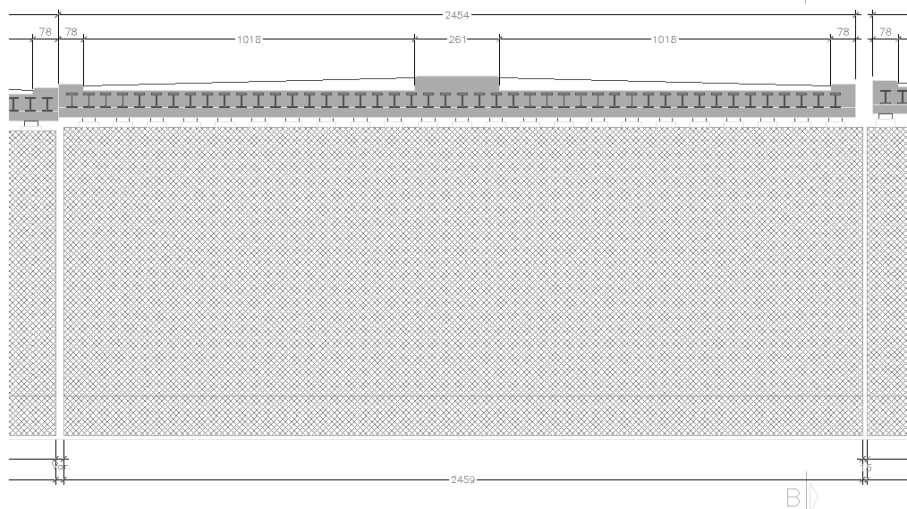
La geometria della sottostruttura spalla dell'opera centrale analizzata di seguito è riportata nelle immagini successive.



F 20. Opera centrale – Pianta spalla SpA



F 21. Opera centrale – Sezione trasversale spalla SpA



F 22. Opera centrale – Prospetto spalla SpA

11.7.1 Analisi dei carichi

Sono di seguito illustrati i calcoli dei carichi dovuti ai pesi propri, permanenti portati, carichi accidentali, spinta del terreno, azioni indotte dal sisma ed azioni trasmesse dall'impalcato; nelle tabelle sottostanti sono riportati i singoli valori e le risultanti valutate rispetto al punto A ed al punto G (baricentro fondazione) indicati nelle figure precedenti (vedere § 11.1). Per quanto riguarda il calcolo dei carichi provenienti dall'impalcato fare riferimento alle relazioni corrispondenti.

AZIONI STATICHE

AZIONI VERTICALI

q	20 kN/m ²	(carico accidentale)
γ _{cls}	25 kN/m ³	(peso dell'unità di volume del calcestruzzo armato)
γ _{cls,magro}	24 kN/m ³	(peso dell'unità di volume del calcestruzzo magro)
γ _{terreno rinterro}	18 kN/m ³	(peso dell'unità di volume del terreno di rinterro)

- Carichi permanenti spalla (PERM SP)

	d _y [m]	d _x [m]	d _z [m]	N [kN]	x(A) [m]	M _T (A) [kNxm]	y(A) = y(G) [m]	z(A) [m]	M _L (A) [kNxm]
muro di testata	8.20	1.00	24.73	5069.7	1.50	7604.5	5.10	0.58	2940.40
muro paraghiaia	1.30	0.25	24.73	200.9	1.88	377.8	9.85	0.51	102.47
muro risolto 1 (dx)	9.90	5.00	1.00	1237.5	4.50	5568.8	5.95	11.55	14293.13
muro risolto 2 (sx)	9.90	5.00	1.00	1237.5	4.50	5568.8	5.95	-12.11	-14986.13
Σ				7745.6		19119.7			2349.9
rinterro	9.50	5.00	22.68	19387.1	4.50	87242.1	5.95	-0.29	-5622.27
plinto di fondazione	1.00	7.00	24.69	4320.8	3.50	15122.6	0.50	0.00	0.00
Σ	9.50			23707.9		102364.7			-5622.3
Σ_{PERM SP}	10.50			31453.5	3.86	121484.4		-0.10	-3272.4

- Carichi accidentali spalla (ACC SP)

d _y [m]	d _x [m]	d _z [m]	N [kN]	x(A) [m]	M _T (A) [kNxm]	y(A) = y(G) [m]	z(A) [m]	M _L (A) [kNxm]
0.00	5.25	24.73	2596.7	4.50	11684.9	10.50	-0.29	-753.03

- Carichi impalcato F1 (REALIZ)

N [kN]	x(A) [m]	M _T (A) [kNxm]	y(A) = y(G) [m]	z(A) [m]	M _L (A) [kNxm]
3926	1.35	5299.5	9.15	0.58	2276.83
0.0	0.00	0.0	0.00		0.00
3925.6		5299.5			2276.8

- Carichi permanenti impalcato F2 (PERM IMP)

1627	1.35	2196.6	9.15	0.58	943.74
0.0	0.00	0.0	0.00		0.00
1627.1		2196.6			943.7

- Carichi accidentali impalcato F2 (ACC IMP-Nmax)

1741	1.35	2349.7	9.15	0.58	1009.49
0.0	0.00	0.0	0.00		0.00
1740.5		2349.7			1009.5

AZIONI ORIZZONTALI

- valutazione della spinta del terreno

$\gamma =$	18 kN/m ³		(peso dell'unità di volume del terreno)
$\phi =$	35.0	0.61	(angolo d'attrito del terreno di riempimento)
$i =$	0	0.00	(inclinazione del terreno a monte, pos in salita)
$\beta =$	0	0.00	(inclinazione del muro, pos se verso monte)
$\alpha = 90 - \beta =$	90	1.57	(90 - β)
$\delta =$	0	0.00	(angolo d'attrito interno tra calcestruzzo e terreno)
$k_a =$	0.271	-	(coefficiente di spinta a riposo)
$L_1 =$	24.69	m	(lunghezza del cuneo di spinta inferiore)
$L_2 =$	24.73	m	(lunghezza del cuneo di spinta superiore)
$h_1 =$	1.00	m	(altezza del plinto)
$h_2 =$	9.50	m	(altezza del muro di testata + trave paraghiaia)
$S_{a,t,1a} =$	60.2	kN	(spinta del terreno cuneo inferiore)
$S_{a,t,1b} =$	1144.1	kN	(spinta del terreno cuneo inferiore)
$S_{a,t,2} =$	5443.4	kN	(spinta del terreno cuneo superiore)
$d_{y,1a} =$	0.3	m	(distanza del punto di applicazione dal piano di fond)
$d_{y,1b} =$	0.50	m	(distanza del punto di applicazione dal piano di fond)
$d_{y,2} =$	4.2	m	(distanza del punto di applicazione dal piano di fond)
$S_{a,q1} =$	133.8	kN	(spinta sul plinto dovuta al sovraccarico)
$S_{a,q2} =$	1273.3	kN	(spinta sulla spalla dovuta al sovraccarico)
$d_{y,q1} =$	0.5	m	(distanza del punto di applicazione dal piano di fond)
$d_{y,q2} =$	5.8	m	(distanza del punto di applicazione dal piano di fond)

	H_L [kN]	N [kN]	$M_T(A) = M_T(G)$ [kNxm]	$y(A) = y(G)$ [m]	$M_L(G)$ [kNxm]
- Spinta del terreno (ST)	6647.7		23272.8	-	
- Spinta del sovraccarico (SA)	1407.1		7388.4	-	

	$H_L <->$ [kN]	N [kN]	$M_T(A) = M_T(G)$ [kNxm]	$y(A) = y(G)$ [m]	$M_L(G)$ [kNxm]
- Azione di frenamento (FR)	409		3738.7	9.15	
	0.0		0.0	0.00	
	408.6		3738.7		

	$H_L <->$ [kN]	N [kN]	$M_T(A) = M_T(G)$ [kNxm]	$y(A) = y(G)$ [m]	$M_L(G)$ [kNxm]
- Resistenze passive dei vincoli (RP)	444		4064.6	9.15	
	0.0		0.0	0.00	
	444.2		4064.6		

	$H_T <->$ [kN]		$y(A) = y(G)$ [m]	$M_L(G) <->$ [kNxm]
- Azione dovuta al vento (VENTO)	90		11.15	1003.5
	0.0		0.00	0.0
	90.0			1003.5

AZIONI SISMICHE**Azioni orizzontali**

- valutazione dell'incremento di spinta del terreno dovuto al sisma

$a_g/g =$	0.080	-	(PGA)		
$S = S_S \times S_T$	1.20	-			
$S_{ve\ spalla} =$	0.04		(spettro di risposta elastico della componente verticale)		
$L_1 =$	24.7	m	(lunghezza del cuneo di spinta inferiore)		
$L_2 =$	24.73	m	(lunghezza del cuneo di spinta superiore)		
$h_1 =$	1	m	(altezza del plinto)		
$h_2 =$	9.5	m	(altezza del muro di testata + trave paraghiaia)		
$\Delta P_{d,1} =$	667.1	kN	(Spinta sismica Mononobe-Okabe / Wood)		
$\Delta P_{d,2} =$	3015.2	kN	(Spinta sismica Mononobe-Okabe / Wood)	10331	3684
		3682			

- Incremento di spinta del terreno dovuto al sisma (DS)

$H_L <->$	$y(A) = y(G)$	$M_T(A) = MT(G)$	$M_L(G)$
[kN]	[m]	[kNxm]	[kNxm]
3682.26	5.3	19331.9	

- Sisma spalla long. e trasv. (SIS SP L e T)

	N	$H_T = H_L$	$y(A) = y(G)$	$M_T(A) = M_L(A)$
	[kN]	[kN]	[m]	[kNxm]
muro di testata	5069.7	486.7	5.10	2482.10
baggioli	0.0	0.0	9.15	0.00
muro paraghiaia	200.9	19.3	9.85	190.00
ringrosso paraghiaia	0.0	0.0	0.00	0.00
muro risolto 1 (dx)	1237.5	118.8	5.95	706.86
muro risolto 2 (sx)	1237.5	118.8	5.95	706.86
orecchia	0.0	0.0	0.00	0.00
soletta inferiore	0.0	0.0	0.00	0.00
soletta inferiore	0.0	0.0	0.00	0.00
mensola posteriore	0.0	0.0	0.00	0.00
rinterro	19387.1	1861.2	5.95	11073.9
plinto di fondazione	4320.8	414.8	0.50	207.4
-	0.0	0.0	0.00	0.00
Σ	31453.5	3019.5		15367.1

Azioni verticali

- Sisma spalla verticale (SIS SP V)

	W	N +/-	x(A)	$M_T(A) <->$	z(A)	$M_L(A) <->$
	[kN]	[kN]	[m]	[kNxm]	[m]	[kNxm]
muro di testata	5069.7	202.8	1.50	304.18	0.58	117.62
baggioli	0.0	0.0	1.45	0.00	0.00	0.00
muro paraghiaia	200.9	8.0	1.88	15.11	0.51	4.10
ringrosso paraghiaia	0.0	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00
muro risolto 1 (dx)	1237.5	49.5	4.50	222.75	11.55	571.73
muro risolto 2 (sx)	1237.5	49.5	4.50	222.75	-12.11	-599.45
orecchia	0.0	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00
soletta inferiore	0.0	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00
soletta inferiore	0.0	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00
mensola posteriore	0.0	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00
rinterro	19387.1	775.5	4.50	3489.7	-0.29	-224.89
plinto di fondazione	4320.8	172.8	3.50	604.9	0.00	0.00
-	0.0	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00
Σ	31453.5	1258.1		4859.4		-130.9

- Sisma impalcato longitudinale (SIS IMP L)

	$H_L <->$	N +/-	x(A)	$M_T(G) <->$	$y(A) = y(G)$	$M_L(G)$
	[kN]	[kN]	[m]	[kNxm]	[m]	[kNxm]
Sisma long.	2745			25116.8	9.15	
	0.0			0.0	0.00	
	2745.0			25116.8		

- Sisma impalcato trasversale (SIS IMP T)

	$H_T <->$	$y(A) = y(G)$	$M_L(G) <->$
	[kN]	[m]	[kNxm]
Sisma trasv.	1373	10.11	16072.0
	0.0	0.00	0.0
	1372.5		16072.0

- Sisma impalcato verticale (SIS IMP V)

$H_L <->$	N +/-	x(A)	$M(A) <->$	z(A)	$M_L(A)$
[kN]	[kN]	[m]	[kNxm]	[m]	[kNxm]
	222	1.35	299.8	0.00	0.00

11.7.2 Condizioni di carico

Nelle tabelle seguenti sono riportati valori dei carichi valutati precedentemente. I valori dei momenti flettenti sono riferiti al baricentro G della fondazione.

Condizioni di carico

condizioni di carico	$H_L \rightarrow (+)$ [kN]	H_T [kN]	N [kN]	$M_T(A)$ [kNxm]	$M_L(A)$ [kNxm]	$L(A)=M_T(A)/N$ [m]	$e_x(G)=d_x(A)-e_L(A)$ [m]	$M_{T,G}$ [kNxm]	$e_T(A)=M_L(A)/N$ [m]	$e_z(G)$ [m]	$M_{L,G}$ [kNxm]
0 REALIZZAZIONE			3926	5300	2277	1.35	2.15	8440	0.58	0.58	2277
1 PERM SP			31453	121484	-3272	3.86	-0.36	-11397	-0.10	-0.10	-3272
2 ACC SP			2597	11685	-753	4.50	-1.00	-2597	-0.29	-0.29	-753
3 PERM IMP			1627	2197	944	1.35	2.15	3498	0.58	0.58	944
4 ACC IMP - Nmax			1741	2350	1009	1.35	2.15	3742	0.58	0.58	1009
5 FOLLA			0	0	0				0.00	0.00	0
6 ST	6648							23273			0
7 SA	1407							7388			0
8 VARTEMPD		0	0	0				0			0
9 RES. PASSIVE VINCOLI	444	0	0	4065	0			4065			0
10 FR	409	0	0	3739	0	0		3739			0
11 VENTO		90									1004
12 SIS SP L	3020							15367			0
13 SIS SP T		3020									15367
14 SIS SP V			1258	4859	-131	3.86	-0.36	-456	-0.10	-0.10	-131
15 SIS IMP L	2745							25117			0
16 SIS IMP T		1373									16072
17 SIS IMP V			222	300	0	1.35	2.15	478	0.00	0.00	0
18 DS	3682							19332			0

T.1 Carichi dovuti alle condizioni elementari

	H_L [kN]	H_T [kN]	N [kN]	$M_T(G)$ [kNxm]	$M_L(G)$ [kNxm]	
0 REALIZZAZIONE	0	0	3926	8440	2277	
1 PERM SP	0	0	31453	-11397	-3272	
2 ACC SP	0	0	2597	-2597	-753	
3 PERM IMP	0	0	1627	3498	944	
4 ACC IMP - Nmax	0	0	1741	3742	1009	
5 FOLLA	0	0	0	0	0	
6 ST	6648	0	0	23273	0	
7 SA	1407	0	0	7388	0	
8 VARTEMPD	0	0	0	0	0	(+/-)
9 RES. PASSIVE VINCOLI	444	0	0	4065	0	(+/-)
10 FR	409	0	0	3739	0	(+/-)
11 VENTO	0	90	0	0	1004	(+/-)
12 SIS SP L	3020	0	0	15367	0	(+/-)
13 SIS SP T	0	3020	0	0	15367	(+/-)
14 SIS SP V	0	0	1258	-456	-131	(+/-)
15 SIS IMP L	2745	0	0	25117	0	(+/-)
16 SIS IMP T	0	1373	0	0	16072	(+/-)
17 SIS IMP V	0	0	222	478	0	(+/-)
18 DS	3682	0	0	19332	0	(+)

T.2 Riepilogo dei carichi dovuti alle condizioni elementari

11.7.3 Combinazioni di carico

Si riportano i coefficienti moltiplicati dei carichi elementari per le combinazioni allo stato limite ultimo, le combinazioni sismiche e le combinazioni allo stato limite di esercizio per le verifiche strutturali e geotecniche.

cond\comb	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	EQU
REALIZZAZIONE	0	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0.869565
PERM SP	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1	1	1	1	1	1						0.869565
ACC SP	0	0	1.35	1.35	1.35	1.35	0	0	0	0	0	0						0
PERM IMP	0	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1	1	1	1	1	1						0.869565
ACC IMP - Nmax	0	0	1.35	1.013	1.013	1.35	0	0	0	0	0	0						0
FOLLA	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0						0
ST	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1	1	1	1	1	1						1
SA	0	0	1.35	1.013	1.013	1.35	0	0	0	0	0	0						0
VARTEMPD	0	0	0.72	1.2	0.72	1.2	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5						0.5
RES. PASSIVE VINC	0	0	0.9	1.5	0.9	1.5	0	0	0	0	0	0						0
FR	0	0	1.35	1.013	1.013	1.35	0	0	0	0	0	0						0
VENTO	0	0	0.9	0.9	1.5	1.5	0	0	0	0	0	0						0
SIS SP L	0	0	0	0	0	0	1.00	0.30	0.30	1.00	0.30	0.30						1
SIS SP T	0	0	0	0	0	0	0.30	1.00	0.30	0.30	1.00	0.30						0.3
SIS SP V	0	0	0	0	0	0	0.30	0.30	1.00	-0.30	-0.30	-1.00						-0.3
SIS IMP L	0	0	0	0	0	0	1.00	0.30	0.30	1.00	0.30	0.30						1
SIS IMP T	0	0	0	0	0	0	0.30	1.00	0.30	0.30	1.00	0.30						0.3
SIS IMP V	0	0	0	0	0	0	0.30	0.30	1.00	0.30	0.30	1.00						-0.3
DS	0	0	0	0	0	0	1.00	0.30	0.30	1.00	0.30	0.30						1

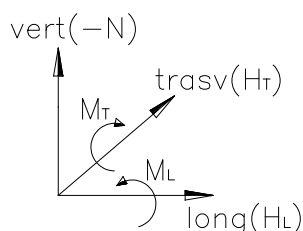
T.1 Combinazioni di carico SLU

cond\comb	1	2	3	4	5	6
REALIZZAZIONE	0	1	1	1	1	1
PERM SP	1	1	1	1	1	1
ACC SP	0	0	1	1	1	1
PERM IMP	0	1	1	1	1	1
ACC IMP - Nmax	0	0	1	0.75	0.75	1
FOLLA	0	0	0	0	0	0
ST	1	1	1	1	1	1
SA	0	0	1	0.75	0.75	1
VARTEMPD	0	0	0.6	1	0.6	1
RES. PASSIVE VINC	0	0	0.6	1	0.6	1
FR	0	0	1	0.75	0.75	1
VENTO	0	0	0.6	0.6	1	1

T.2 Combinazioni di carico SLE

Si riportano di seguito le sollecitazioni per ogni combinazione di carico.

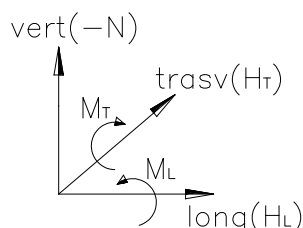
Carichi all'intradosso della fondazione - COMBINAZIONI SLU



	H _L	H _T	N	M _T (G)	M _L (G)
Comb.	[kN]	[kN]	[kN]	[kNxm]	[kNxm]
STA SLU 1	8974	0	42462	16032	-4418
STA SLU 2	8974	0	49958	32149	-70
STA SLU 3	11825	81	55813	52375	1179
STA SLU 4	11479	81	55226	49795	839
STA SLU 5	11213	135	55226	47356	1441
STA SLU 6	12092	135	55813	54813	1782
SIS SLU 7	16094	1318	37450	83636	9341
SIS SLU 8	9482	4392	37450	41765	31348
SIS SLU 9	9482	1318	38486	41780	9249
SIS SLU 10	16094	1318	36695	83910	9419
SIS SLU 11	9482	4392	36695	42039	31427
SIS SLU 12	9482	1318	35970	42692	9511

T.1 Combinazioni di carico **SLU**

Carichi all'intradosso della fondazione - COMBINAZIONI SLE

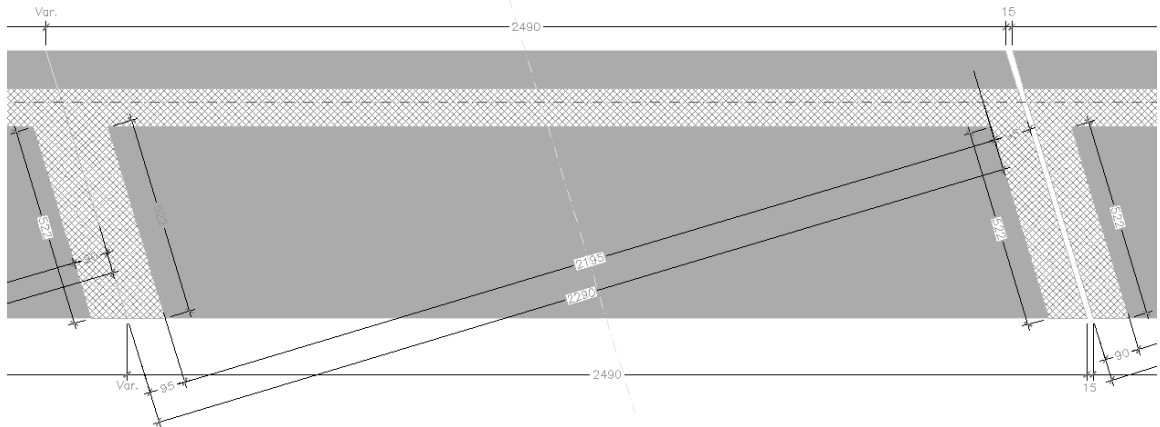


	H _L	H _T	N	M _T (G)	M _L (G)
Comb.	[kN]	[kN]	[kN]	[kNxm]	[kNxm]
STA SLE 1	6648	0	31453	11875	-3272
STA SLE 2	6648	0	37006	23814	-52
STA SLE 3	8730	54	41343	38525	807
STA SLE 4	8454	54	40908	36434	554
STA SLE 5	8276	90	40908	34808	956
STA SLE 6	8908	90	41343	40151	1208

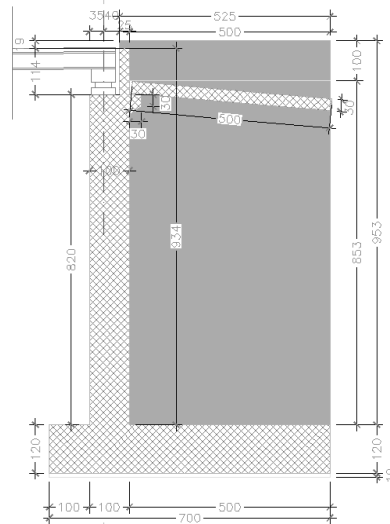
T.2 Combinazioni di carico **SLE**

11.8 Opera centrale – Spalla “SpB”

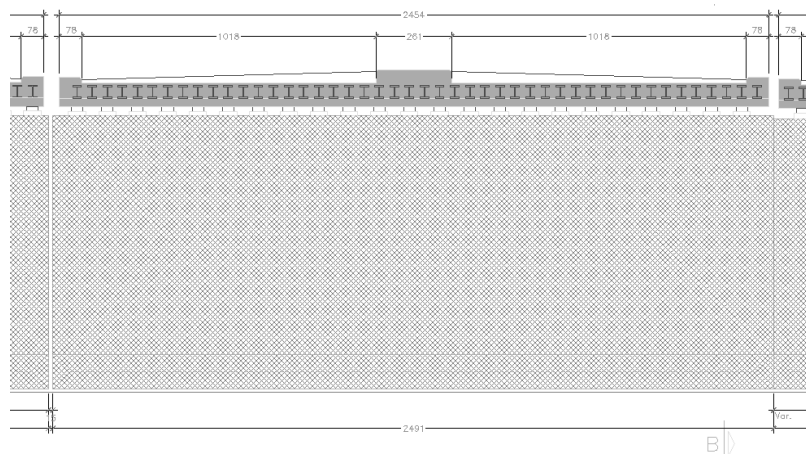
La geometria della sottostruttura spalla dell'opera centrale analizzata di seguito è riportata nelle immagini successive.



F 23. Opera centrale – Pianta spalla SpB



F 24. Opera centrale – Sezione trasversale spalla SpB



F 25. Opera centrale – Prospetto spalla SpB

11.8.1 Analisi dei carichi

Sono di seguito illustrati i calcoli dei carichi dovuti ai pesi propri, permanenti portati, carichi accidentali, spinta del terreno, azioni indotte dal sisma ed azioni trasmesse dall'impalcato; nelle tabelle sottostanti sono riportati i singoli valori e le risultanti valutate rispetto al punto A ed al punto G (baricentro fondazione) indicati nelle figure precedenti (vedere § 11.1). Per quanto riguarda il calcolo dei carichi provenienti dall'impalcato fare riferimento alle relazioni corrispondenti.

AZIONI STATICHE

AZIONI VERTICALI

q	20 kN/m ²	(carico accidentale)
γ _{cls}	25 kN/m ³	(peso dell'unità di volume del calcestruzzo armato)
γ _{cls,magro}	24 kN/m ³	(peso dell'unità di volume del calcestruzzo magro)
γ _{terreno riinterro}	18 kN/m ³	(peso dell'unità di volume del terreno di riinterro)

- Carichi permanenti spalla (PERM SP)

	d _y [m]	d _x [m]	d _z [m]	N [kN]	x(A) [m]	M _T (A) [kNxm]	y(A) = y(G) [m]	z(A) [m]	M _L (A) [kNxm]
muro di testata	8.20	1.00	24.91	5106.6	1.50	7659.8	5.10	-0.60	-3063.93
muro paraghiaia	1.30	0.25	24.91	202.4	1.88	380.5	9.85	-0.49	-99.17
muro risolto 1 (dx)	9.90	5.00	1.00	1237.5	4.50	5568.8	5.95	12.26	15171.75
muro risolto 2 (sx)	9.90	5.00	1.00	1237.5	4.50	5568.8	5.95	-11.66	-14429.25
Σ				7783.9		19177.8			-2420.6
riinterro	9.50	5.00	22.93	19605.2	4.50	88223.2	5.95	0.30	5881.55
plinto di fondazione	1.00	7.00	24.91	4359.3	3.50	15257.4	0.50	0.00	0.00
Σ	9.50			23964.4		103480.6			5881.5
Σ_{PERM SP}	10.50			31748.3	3.86	122658.4		0.11	3460.9

- Carichi accidentali spalla (ACC SP)

	d _y [m]	d _x [m]	d _z [m]	N [kN]	x(A) [m]	M _T (A) [kNxm]	y(A) = y(G) [m]	z(A) [m]	M _L (A) [kNxm]
	0.00	5.25	24.91	2615.6	4.50	11770.0	10.50	0.30	784.67

- Carichi impalcato F1 (REALIZ)

	N [kN]	x(A) [m]	M _T (A) [kNxm]	y(A) = y(G) [m]	z(A) [m]	M _L (A) [kNxm]
	3926	1.35	5299.5	0.00	-0.60	-2355.35
	0.0	0.00	0.0	0.00		0.00
Σ	3925.6		5299.5			-2355.3

- Carichi permanenti impalcato F2 (PERM IMP)

	N [kN]	x(A) [m]	M _T (A) [kNxm]	y(A) = y(G) [m]	z(A) [m]	M _L (A) [kNxm]
	1627	1.35	2196.6	0.00	-0.60	-976.28
	0.0	0.00	0.0	0.00		0.00
Σ	1627.1		2196.6			-976.3

- Carichi accidentali impalcato F2 (ACC IMP-Nmax)

	N [kN]	x(A) [m]	M _T (A) [kNxm]	y(A) = y(G) [m]	z(A) [m]	M _L (A) [kNxm]
	1741	1.35	2349.7	0.00	-0.60	-1044.30
	0.0	0.00	0.0	0.00		0.00
Σ	1740.5		2349.7			-1044.3

AZIONI ORIZZONTALI

- *valutazione della spinta del terreno*

$\gamma =$	18 kN/m ³		(peso dell'unità di volume del terreno)
$\phi =$	35.0	0.61	(angolo d'attrito del terreno di riempimento)
$i =$	0	0.00	(inclinazione del terreno a monte, pos in salita)
$\beta =$	0	0.00	(inclinazione del muro, pos se verso monte)
$\alpha = 90 - \beta =$	90	1.57	(90 - β)
$\delta =$	0	0.00	(angolo d'attrito interno tra calcestruzzo e terreno)
$k_a =$	0.271	-	(coefficiente di spinta a riposo)
$L_1 =$	24.91	m	(lunghezza del cuneo di spinta inferiore)
$L_2 =$	24.91	m	(lunghezza del cuneo di spinta superiore)
$h_1 =$	1.00	m	(altezza del plinto)
$h_2 =$	9.50	m	(altezza del muro di testata + trave paraghiaia)
$S_{a,t,1a} =$	60.8	kN	(spinta del terreno cuneo inferiore)
$S_{a,t,1b} =$	1154.3	kN	(spinta del terreno cuneo inferiore)
$S_{a,t,2} =$	5483.0	kN	(spinta del terreno cuneo superiore)
$d_{y,1a} =$	0.3	m	(distanza del punto di applicazione dal piano di fond)
$d_{y,1b} =$	0.50	m	(distanza del punto di applicazione dal piano di fond)
$d_{y,2} =$	4.2	m	(distanza del punto di applicazione dal piano di fond)
$S_{a,q1} =$	135.0	kN	(spinta sul plinto dovuta al sovraccarico)
$S_{a,q2} =$	1282.6	kN	(spinta sulla spalla dovuta al sovraccarico)
$d_{y,q1} =$	0.5	m	(distanza del punto di applicazione dal piano di fond)
$d_{y,q2} =$	5.8	m	(distanza del punto di applicazione dal piano di fond)

	H_L	N	$M_T(A) = M_T(G)$	$y(A) = y(G)$	$M_L(G)$
	[kN]	[kN]	[kNxm]	[m]	[kNxm]
- Spinta del terreno (ST)	6698.0		23443.2	-	
- Spinta del sovraccarico (SA)	1417.6		7442.3	-	

	$H_L <->$	N	$M_T(A) = M_T(G)$	$y(A) = y(G)$	$M_L(G)$
	[kN]	[kN]	[kNxm]	[m]	[kNxm]
- Azione di frenamento (FR)	0		0.0	0.00	
	0.0		0.0	0.00	
	0.0		0.0		

	$H_L <->$	N	$M_T(A) = M_T(G)$	$y(A) = y(G)$	$M_L(G)$
	[kN]	[kN]	[kNxm]	[m]	[kNxm]
-Resistenze passive dei vincoli (RP)	0		0.0	0.00	
	0.0		0.0	0.00	
	0.0		0.0		

	$H_T <->$	$y(A) = y(G)$	$M_L(G) <->$
	[kN]	[m]	[kNxm]
- Azione dovuta al vento (VENTO)	90	2.00	180.0
	0.0	0.00	0.0
	90.0		180.0

AZIONI SISMICHE**Azioni orizzontali**

- valutazione dell'incremento di spinta del terreno dovuto al sisma

$a_g/g =$	0.080	-	(PGA)		
$S = S_S \times S_T$	1.20	-			
$S_{ve\ spalla} =$	0.04		(spettro di risposta elastico della componente verticale)		
$L_1 =$	24.9	m	(lunghezza del cuneo di spinta inferiore)		
$L_2 =$	24.91	m	(lunghezza del cuneo di spinta superiore)		
$h_1 =$	1	m	(altezza del plinto)		
$h_2 =$	9.5	m	(altezza del muro di testata + trave paraghiaia)		
$\Delta P_{d,1} =$	673.0	kN	(Spinta sismica Mononobe-Okabe / Wood)		
$\Delta P_{d,2} =$	3037.1	kN	(Spinta sismica Mononobe-Okabe / Wood)	10408	3710

- Incremento di spinta del terreno dovuto al sisma (DS)

$H_L \leftrightarrow$	$y(A) = y(G)$	$M_T(A) = MT(G)$	$M_L(G)$
[kN]	[m]	[kNxm]	[kNxm]
3710.15	5.3	19478.3	

- Sisma spalla long. e trasv. (SIS SP L e T)

	N	$H_T = H_L$	$y(A) = y(G)$	$M_T(A) = M_L(A)$
	[kN]	[kN]	[m]	[kNxm]
muro di testata	5106.6	490.2	5.10	2500.17
baggioli	0.0	0.0	0.00	0.00
muro paraghiaia	202.4	19.4	9.85	191.38
ringrosso paraghiaia	0.0	0.0	0.00	0.00
muro risolto 1 (dx)	1237.5	118.8	5.95	706.86
muro risolto 2 (sx)	1237.5	118.8	5.95	706.86
orecchia	0.0	0.0	0.00	0.00
soletta inferiore	0.0	0.0	0.00	0.00
soletta inferiore	0.0	0.0	0.00	0.00
mensola posteriore	0.0	0.0	0.00	0.00
rinterro	19605.2	1882.1	5.95	11198.5
plinto di fondazione	4359.3	418.5	0.50	209.2
-	0.0	0.0	0.00	0.0
Σ	31748.3	3047.8		15513.0

Azioni verticali

- Sisma spalla verticale (SIS SP V)

	W	N +/-	x(A)	$M_T(A) \leftrightarrow$	z(A)	$M_L(A) \leftrightarrow$
	[kN]	[kN]	[m]	[kNxm]	[m]	[kNxm]
muro di testata	5106.6	204.3	1.50	306.39	-0.60	-122.56
baggioli	0.0	0.0	1.45	0.00	0.00	0.00
muro paraghiaia	202.4	8.1	1.88	15.22	-0.49	-3.97
ringrosso paraghiaia	0.0	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00
muro risolto 1 (dx)	1237.5	49.5	4.50	222.75	12.26	606.87
muro risolto 2 (sx)	1237.5	49.5	4.50	222.75	-11.66	-577.17
orecchia	0.0	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00
soletta inferiore	0.0	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00
soletta inferiore	0.0	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00
mensola posteriore	0.0	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00
rinterro	19605.2	784.2	4.50	3528.9	0.30	235.26
plinto di fondazione	4359.3	174.4	3.50	610.3	0.00	0.00
-	0.0	0.0	0.00	0.0	0.00	0.00
Σ	31748.3	1269.9		4906.3		138.4

- Sisma impalcato longitudinale (SIS IMP L)

	$H_L \leftrightarrow$	N +/-	x(A)	$M_T(G) \leftrightarrow$	$y(A) = y(G)$	$M_L(G)$
	[kN]	[kN]	[m]	[kNxm]	[m]	[kNxm]
Sisma long.	0			0.0	0.00	
	0.0			0.0	0.00	
	0.0			0.0		

- Sisma impalcato trasversale (SIS IMP T)

	$H_T \leftrightarrow$	$y(A) = y(G)$	$M_L(G) \leftrightarrow$
	[kN]	[m]	[kNxm]
Sisma trasv.	1373	0.96	3513.6
	0.0	0.00	0.0
	1372.5		3513.6

- Sisma impalcato verticale (SIS IMP V)

	$H_L \leftrightarrow$	N +/-	x(A)	M(A) \leftrightarrow	z(A)	$M_L(A)$
	[kN]	[kN]	[m]	[kNxm]	[m]	[kNxm]
	222		1.35	299.8	0.00	0.00

11.8.2 Condizioni di carico

Nelle tabelle seguenti sono riportati valori dei carichi valutati precedentemente. I valori dei momenti flettenti sono riferiti al baricentro G della fondazione.

Condizioni di carico

condizioni di carico	$H_L \rightarrow (+)$ [kN]	H_T [kN]	N [kN]	$M_T(A)$ [kNxm]	$M_L(A)$ [kNxm]	$e_x(A)=M_T(A)/N$ [m]	$e_x(G)=d_x(A)-e_x(A)$ [m]	$M_{T,G}$ [kNxm]	$e_T(A)=M_L(A)/N$ [m]	$e_z(G)$ [m]	$M_{L,G}$ [kNxm]
0 REALIZZAZIONE			3926	5300	-2355	1.35	2.15	8440	-0.60	-0.60	-2355
1 PERM SP			31748	122658	3461	3.86	-0.36	-11539	0.11	0.11	3461
2 ACC SP			2616	11770	785	4.50	-1.00	-2616	0.30	0.30	785
3 PERM IMP			1627	2197	-976	1.35	2.15	3498	-0.60	-0.60	-976
4 ACC IMP - Nmax			1741	2350	-1044	1.35	2.15	3742	-0.60	-0.60	-1044
5 FOLLA			0	0	0				0.00	0.00	0
6 ST	6698							23443			0
7 SA	1418							7442			0
8 VARTEMPD			0	0	0			0			0
9 RES. PASSIVE VINCOLI	0							0			0
10 FR	0							0			0
11 VENTO		90									180
12 SIS SP L	3048							15513			0
13 SIS SP T		3048									15513
14 SIS SP V			1270	4906	138	3.86	-0.36	-462	0.11	0.11	138
15 SIS IMP L	0							0			0
16 SIS IMP T		1373						0			3514
17 SIS IMP V			222	300	0	1.35	2.15	478	0.00	0.00	0
18 DS	3710							19478			0

T.1 Carichi dovuti alle condizioni elementari

	H_L [kN]	H_T [kN]	N [kN]	$M_T(G)$ [kNxm]	$M_L(G)$ [kNxm]	
0 REALIZZAZIONE	0	0	3926	8440	-2355	
1 PERM SP	0	0	31748	-11539	3461	
2 ACC SP	0	0	2616	-2616	785	
3 PERM IMP	0	0	1627	3498	-976	
4 ACC IMP - Nmax	0	0	1741	3742	-1044	
5 FOLLA	0	0	0	0	0	
6 ST	6698	0	0	23443	0	(+/-)
7 SA	1418	0	0	7442	0	(+/-)
8 VARTEMPD	0	0	0	0	0	(+/-)
9 RES. PASSIVE VINCOLI	0	0	0	0	0	(+/-)
10 FR	0	0	0	0	0	(+/-)
11 VENTO	0	90	0	0	180	(+/-)
12 SIS SP L	3048	0	0	15513	0	(+/-)
13 SIS SP T	0	3048	0	0	15513	(+/-)
14 SIS SP V	0	0	1270	-462	138	(+/-)
15 SIS IMP L	0	0	0	0	0	(+/-)
16 SIS IMP T	0	1373	0	0	3514	(+/-)
17 SIS IMP V	0	0	222	478	0	(+/-)
18 DS	3710	0	0	19478	0	(+)

T.2 Riepilogo dei carichi dovuti alle condizioni elementari

11.8.3 Combinazioni di carico

Si riportano i coefficienti moltiplicati dei carichi elementari per le combinazioni allo stato limite ultimo, le combinazioni sismiche e le combinazioni allo stato limite di esercizio per le verifiche strutturali e geotecniche.

cond\comb	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	EQU
REALIZZAZIONE	0	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0.869565
PERM SP	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1	1	1	1	1	1						0.869565
ACC SP	0	0	1.35	1.35	1.35	1.35	0	0	0	0	0	0						0
PERM IMP	0	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1	1	1	1	1	1						0.869565
ACC IMP - Nmax	0	0	1.35	1.013	1.013	1.35	0	0	0	0	0	0						0
FOLLA	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0						0
ST	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1	1	1	1	1	1						1
SA	0	0	1.35	1.013	1.013	1.35	0	0	0	0	0	0						0
VARTEMPD	0	0	0.72	1.2	0.72	1.2	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5						0.5
RES. PASSIVE VINC	0	0	0.72	1.2	0.72	1.2	0	0	0	0	0	0						0
FR	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0						0
VENTO	0	0	0.9	0.9	1.5	1.5	0	0	0	0	0	0						0
SIS SP L	0	0	0	0	0	0	1.00	0.30	0.30	1.00	0.30	0.30						1
SIS SP T	0	0	0	0	0	0	0.30	1.00	0.30	0.30	1.00	0.30						0.3
SIS SP V	0	0	0	0	0	0	0.30	0.30	1.00	-0.30	-0.30	-1.00						-0.3
SIS IMP L	0	0	0	0	0	0	1.00	0.30	0.30	1.00	0.30	0.30						1
SIS IMP T	0	0	0	0	0	0	0.30	1.00	0.30	0.30	1.00	0.30						0.3
SIS IMP V	0	0	0	0	0	0	0.30	0.30	1.00	0.30	0.30	1.00						-0.3
DS	0	0	0	0	0	0	1.00	0.30	0.30	1.00	0.30	0.30						1

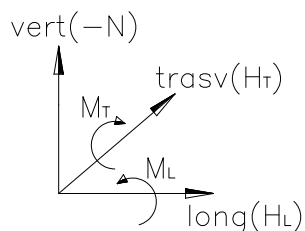
T.1 Combinazioni di carico SLU

cond\comb	1	2	3	4	5	6
REALIZZAZIONE	0	1	1	1	1	1
PERM SP	1	1	1	1	1	1
ACC SP	0	0	1	1	1	1
PERM IMP	0	1	1	1	1	1
ACC IMP - Nmax	0	0	1	0.75	0.75	1
FOLLA	0	0	0	0	0	0
ST	1	1	1	1	1	1
SA	0	0	1	0.75	0.75	1
VARTEMPD	0	0	0.6	1	0.6	1
RES. PASSIVE VINC	0	0	0.6	1	0.6	1
FR	0	0	0	0	0	0
VENTO	0	0	0.6	0.6	1	1

T.2 Combinazioni di carico SLE

Si riportano di seguito le sollecitazioni per ogni combinazione di carico.

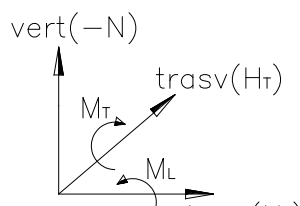
Carichi all'intradosso della fondazione - COMBINAZIONI SLU



	H _L	H _T	N	M _T (G)	M _L (G)
Comb.	[kN]	[kN]	[kN]	[kNxm]	[kNxm]
STA SLU 1	9042	0	42860	16070	4672
STA SLU 2	9042	0	50356	32187	175
STA SLU 3	10956	81	56237	43755	-14
STA SLU 4	10478	81	55650	39980	339
STA SLU 5	10478	135	55650	39980	447
STA SLU 6	10956	135	56237	43755	94
SIS SLU 7	13456	1326	37749	58838	5879
SIS SLU 8	8725	4420	37749	34344	19197
SIS SLU 9	8725	1326	38793	34356	5976
SIS SLU 10	13456	1326	36987	59115	5796
SIS SLU 11	8725	4420	36987	34621	19114
SIS SLU 12	8725	1326	36253	35279	5699

T.1 Combinazioni di carico **SLU**

Carichi all'intradosso della fondazione - COMBINAZIONI SLE



	H _L	H _T	N	M _T (G)	M _L (G)
Comb.	[kN]	[kN]	[kN]	[kNxm]	[kNxm]
STA SLE 1	6698	0	31748	11904	3461
STA SLE 2	6698	0	37301	23842	129
STA SLE 3	8116	54	41657	32411	-22
STA SLE 4	7761	54	41222	29615	239
STA SLE 5	7761	90	41222	29615	311
STA SLE 6	8116	90	41657	32411	50

T.2 Combinazioni di carico **SLE**

11.9 Opera centrale – Verifiche

Le verifiche riportate di seguito sono:

- Verifica a ribaltamento allo *SLU* per la combinazione più gravosa;
- Verifiche strutturali di durabilità allo *SLE* per le combinazioni di carico più gravose.
- Verifiche strutturali di resistenza allo *SLU* per le combinazioni di carico più gravose.

In base alle precedenti sollecitazioni si riportano di seguito le verifiche riferite alle condizioni di volta in volta più gravose tra le quattro spalle analizzate; si segnala che le verifiche sono state ovviamente eseguite per tutte le spalle e che le differenze ottenute tra i vari risultati sono modesti.

11.9.1 Verifiche di stabilità – Ribaltamento

Di seguito la verifica a ribaltamento della spalla in esame effettuata per la combinazione più gravosa che risulta essere la combinazione sismica. La verifica è effettuata considerando l'ipotesi di equilibrio limite del corpo spalla assunto come rigido con centro di rotazione posizionato all'estremità inferiore del plinto lato valle.

Considerando la combinazione **EQU** si ottiene:

cond\comb	EQU
REALIZZAZIONE	0.87
PERM SP	0.87
ACC SP	0.00
PERM IMP	0.87
ACC IMP - Nmax	0.00
FOLLA	0.00
ST	1.00
SA	0.00
VARTEMPD	0.50
VARTEMPU	0.00
FR	0.00
VENTO	0.00
SIS SP L	1.00
SIS SP T	0.30
SIS SP V	-0.30
SIS IMP L	1.00
SIS IMP T	0.30
SIS IMP V	-0.30
DS	1.00

VERIFICA RIBALTAMENTO		
M_{ribalt}	M_{stab}	c.s.
84637	112157	1.33

(SpA)

La verifica è pertanto soddisfatta.

11.9.2 Verifiche strutturali – Plinto di fondazione – Mensola lato valle

Di seguito si riportata la verifica strutturale della porzione di plinto lato valle ipotizzando il vincolo di incastro perfetto di tale mensola con il filo esterno del muro di testata (lato impalcato); la luce di calcolo assunta per la determinazione delle sollecitazioni di verifica è pertanto pari a $L_{valle} \cong 1.0m$. Il carico esterno è ipotizzato uniformemente distribuito ed è assunto cautelativamente pari alla massima reazione del terreno (vedere relazione geotecnica) dedotta dalle combinazione di carico più gravosa. Le sollecitazioni di verifica sono pertanto pari a:

$$V_{S,d} = r_{terreno} \times L_{valle} \cong 845 \text{ kN/m};$$

$$M_{S,d} = r_{terreno} \times L_{valle}^2/2 \cong 420 \text{ kN}\times\text{m/m}.$$

I dati relativi alla geometria della sezione resistente e all'armatura di progetto sono riassunti di seguito.

$$B \times H = 1.0 \times 1.0m - h \cong 0.90m;$$

$$A_s = 1\phi 20/20 - \text{armatura zona tesa}$$

$$A'_s = 1\phi 20/20 - \text{armatura zona compressa}.$$

Si riporta di seguito la verifica a flessione semplice dell'armatura precedentemente esposta. La verifica è eseguita confrontando il momento resistente ultimo con il momento sollecitante ultimo. Il momento resistente minimo, determinato con il programma di calcolo *PresFle*, risulta pari a:

$$M_{R,d} = 557 \text{ kN}\times\text{m/m} > M_{S,d} - \text{Verifica a flessione soddisfatta}.$$

Di seguito si riporta invece la verifica a taglio ovvero il dimensionamento dell'armatura a taglio. La resistenza delle bielle tese composte dall'armatura adottata è pari a:

$$- V_{Rw,d} = 0.9 \times d \times f_{yd} \times A_{sw} / s \times (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \times \text{sen}\alpha \cong 1245 \text{ kN} > V_{S,d} - \text{Verifica soddisfatta};$$

con

$$- d \cong 90\text{cm}$$

$$f_{yd} \cong 391.3 \text{ MPa};$$

$$- A_{sw} \cong 3.14/0.4 \cong 7.85\text{cm}^2/\text{m}$$

$$s = 20\text{cm};$$

$$- \alpha = 90^\circ$$

$$\theta = 45^\circ (\text{ctg}\theta=1 - \text{valore cautelativo}).$$

La resistenza delle bielle compresse di calcestruzzo è pari a:

$$- V_{Rc,d} = 0.9 \times d \times b_w \times \alpha_c \times f'_{cd} \times (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta) \cong 2430 \text{ kN} > V_{S,d} - \text{Verifica soddisfatta};$$

con

$$- d \cong 90\text{cm}$$

$$b_w = 100\text{cm};$$

$$- f'_{cd} = 0.5 \times (0.85 \times 0.83 \times 37/1.5) \cong 8.7 \text{ MPa}$$

$$\alpha_c \cong 1.0 (\text{ipotesi cautelativa});$$

$$- \alpha = 90^\circ$$

$$\theta = 21.8^\circ (\text{ctg}\theta=2.5 - \text{valore cautelativo}).$$

11.9.3 Verifiche strutturali – Plinto di fondazione – Mensola lato valle SLE

Si riportano di seguito le verifiche di durabilità ovvero:

- verifiche dello stato tensionale;

- verifiche a fessurazione.

- Sollecitazioni – Combinazione SLE:

$$M_{S,d} = \gamma_{\text{terreno}} \times L_{\text{valle}}^2 / 2 \cong 220 \text{ kN}\times\text{m}/\text{m}.$$

Le tensioni massime/minime nei materiali, determinate considerando un coefficiente di omogenizzazione $n=15$, risultano pari a:

- $\sigma_{c-\text{max}} \cong -2.4 \text{ MPa} < 0.6f_{ck}$ – massima tensione di compressione nel cls – Verifica soddisfatta;

- $\sigma_{s-\text{max}} \cong 155 \text{ MPa} < 0.8f_{yk}$ – massima tensione nell'acciaio – Verifica soddisfatta.

Effettuando il calcolo della massima tensione di trazione nel calcestruzzo, determinata nell'ipotesi di sezione intermante reagente con le precedenti sollecitazioni, si ottiene:

- $\sigma_{c-\text{max}} \cong 1.1 \text{ MPa}$ – massima tensione di trazione nel cls.

La verifica è quindi soddisfatta nei confronti della formazione delle fessure in quanto:

- $\sigma_{c-\text{max}} < f_{ctm} / 1.2 = 2.3$

11.9.4 Verifiche strutturali – Plinto di fondazione – Mensola lato monte

Di seguito si riportata la verifica strutturale della porzione di plinto lato monte ipotizzando un vincolo di incastro di tale porzione di plinto con il filo interno del muro di testata ovvero il filo muro lato rinterro; la luce di calcolo assunta per la determinazione delle sollecitazioni di verifica è pertanto pari a $L_{monte} = 5.0m$. I carichi esterni, ipotizzati uniformemente distribuiti, sono pari a:

- peso rinterro lato monte e peso plinto (agente verso il basso);
- reazione media del terreno lato monte (agente verso l'alto).

Le sollecitazioni di verifica sono pertanto pari a:

$$V_{S,d} = (p_{rinterro} + p_{plinto} - r_{terreno}) \times L_{monte} \cong 900 \text{ kN/m.}$$

$$M_{S,d} = (p_{rinterro} + p_{plinto} - r_{terreno}) \times L_{monte}^2/2 \cong 2260 \text{ kN}\times\text{m/m.}$$

I dati relativi alla geometria della sezione resistente e all'armatura di progetto sono riassunti di seguito.

$$B \times H = 1.0 \times 1.0m - h \cong 0.9m;$$

$$A_s = 1\phi 26/10 + 1\phi 20/20 - \text{armatura zona tesa}$$

$$A'_s = 1\phi 20/20 - \text{armatura zona compressa.}$$

Si riporta di seguito la verifica a flessione semplice dell'armatura precedentemente esposta. La verifica è eseguita confrontando il momento resistente ultimo con il momento sollecitante ultimo. Il momento resistente minimo, determinato con il programma di calcolo *PresFle*, risulta pari a:

$$M_{R,d} = 2315 \text{ kN}\times\text{m/m} > M_{S,d} - \text{Verifica a flessione soddisfatta.}$$

Di seguito si riporta invece la verifica a taglio ovvero il dimensionamento dell'armatura a taglio. La resistenza delle bielle tese composte dall'armatura adottata è pari a:

$$- V_{Rw,d} = 0.9 \times d \times f_{yd} \times A_{sw} / s \times (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \times \text{sen}\alpha \cong 1245 \text{ kN} > V_{S,d} - \text{Verifica soddisfatta};$$

con

$$- d \cong 90\text{cm}$$

$$f_{yd} \cong 391.3 \text{ MPa};$$

$$- A_{sw} \cong 3.14/0.4 \cong 7.85 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$s = 20\text{cm};$$

$$- \alpha = 90^\circ$$

$$\theta = 45^\circ (\text{ctg}\theta=1 - \text{valore cautelativo}).$$

La resistenza delle bielle compresse di calcestruzzo è pari a:

$$- V_{Rc,d} = 0.9 \times d \times b_w \times \alpha_c \times f_{cd} \times (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta) \cong 2430 \text{ kN} > V_{S,d} - \text{Verifica soddisfatta};$$

con

$$- d \cong 90\text{cm}$$

$$b_w = 100\text{cm};$$

$$- f_{cd} = 0.5 \times (0.85 \times 0.83 \times 37/1.5) \cong 8.7 \text{ MPa}$$

$$\alpha_c \cong 1.0 (\text{ipotesi cautelativa});$$

$$- \alpha = 90^\circ$$

$$\theta = 21.8^\circ (\text{ctg}\theta=2.5 - \text{valore cautelativo}).$$

11.9.5 Verifiche strutturali – Plinto di fondazione – Mensola lato monte SLE

Si riportano di seguito le verifiche di durabilità ovvero:

- verifiche dello stato tensionale;
- verifiche a fessurazione.

- Sollecitazioni – Combinazione SLE:

$$M_{S,d} = (p_{rinterro} + p_{plinto} - r_{terreno}) \times L_{monte}^2 / 2 \cong 720 \text{ kN}\times\text{m/m}.$$

Le tensioni massime/minime nei materiali, determinate considerando un coefficiente di omogenizzazione $n=15$, risultano pari a:

- $\sigma_{c-max} \cong -5 \text{ MPa} < 0.6f_{ck}$ – massima tensione di compressione nel cls – Verifica soddisfatta;
- $\sigma_{s-max} \cong 130 \text{ MPa} < 0.8f_{yk}$ – massima tensione nell'acciaio – Verifica soddisfatta.

Effettuando il calcolo della massima tensione di trazione nel calcestruzzo, determinata nell'ipotesi di sezione intermante reagente con le precedenti sollecitazioni, si ottiene:

- $\sigma_{c-max} \cong 3.2 \text{ MPa}$ – massima tensione di trazione nel cls.

Poiché risulta $\sigma_{c-max} > f_{ctm}/1.2=2.3$ viene riportata di seguito la verifica a fessurazione secondo quanto indicato nella circolare (febbraio 2009) al C4.1.2.2.4.6

La verifica di fessurazione si esegue controllando che:

$$w_d < w_2 = 0.3 \text{ (condizioni ordinarie)}$$

si ottiene:

$h =$	100	cm	$k_1 =$	0.8	-	$A_{c,eff}$	1103	cm^2
	$d =$	93.5	cm	$k_2 =$	0.5	ρ_{eff}	0.06238	-
	$E_{cm} =$	32588	MPa	$k_3 =$	3.4	σ_s	130	MPa
	$E_s =$	210000	MPa	$k_4 =$	0.425	ε_{sm}	0.00043	-
	$\alpha_e =$	6.44	-			Δ_{smax}	207	mm
	$k_{\tau} =$	0.6	-			w_d	0.09	mm

La verifica risulta soddisfatta

11.9.6 Verifiche strutturali – Muro di testata – Sezione di base

Di seguito si riportano le verifiche strutturali della sezione di base del muro di testata ovvero della sezione di attacco dello stesso con il plinto di fondazione. Le verifiche di resistenza, taglio e pressoflessione semplice, sono eseguite per la condizione di carico più gravosa ovvero nei confronti delle sollecitazioni dedotte dalla combinazione sismica.

$$N_{S,d} \cong -545 \text{ kN/m (compressione);}$$

$$V_{S,d} \cong 485 \text{ kN/m;}$$

$$M_{S,d} \cong 2120 \text{ kN}\times\text{m/m.}$$

I dati relativi alla geometria della sezione resistente e all'armatura di progetto sono riassunti di seguito.

$$B\times H = 1.0\times 1.0\text{m} - h \cong 0.9\text{m;}$$

$$A_s = 1\phi 26/10 + 1\phi 26/20 - \text{armatura zona tesa;}$$

$$A'_s = 1\phi 20/20 - \text{armatura zona compressa.}$$

Si riporta di seguito la verifica a flessione semplice dell'armatura precedentemente esposta. La verifica è eseguita confrontando il momento resistente ultimo con il momento sollecitante ultimo. Il momento resistente minimo, determinato con il programma di calcolo *PresFle*, risulta pari a:

$$M_{R,d} = 2860 \text{ kN}\times\text{m/m} > M_{S,d} - \text{Verifica a flessione soddisfatta.}$$

Di seguito si riporta invece la verifica a taglio ovvero il dimensionamento dell'armatura a taglio. La resistenza delle bielle tese composte dall'armatura adottata è pari a:

$$- V_{Rw,d} = 0.9\times d\times f_{yd}\times A_{sw}/s\times (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta)\times \text{sen}\alpha \cong 622 \text{ kN} > V_{S,d} - \text{Verifica soddisfatta;}$$

con

$$- d \cong 90\text{cm} \quad f_{yd} \cong 391.3 \text{ MPa;}$$

$$- A_{sw} \cong 3.14/0.4 \cong 7.85\text{cm}^2/\text{m} \quad s = 40\text{cm;}$$

$$- \alpha = 90^\circ \quad \theta = 45^\circ (\text{ctg}\theta=1 - \text{valore cautelativo}).$$

La resistenza delle bielle compresse di calcestruzzo è pari a:

$$- V_{Rc,d} = 0.9\times d\times b_w\times \alpha_c\times f'_{cd}\times (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta)/(1 + \text{ctg}^2\theta) \cong 2430 \text{ kN} > V_{S,d} - \text{Verifica soddisfatta;}$$

con

$$- d \cong 90\text{cm} \quad b_w = 100\text{cm;}$$

$$- f'_{cd} = 0.5\times (0.85\times 0.83\times 37/1.5) \cong 8.7 \text{ MPa} \quad \alpha_c \cong 1.0 (\text{ipotesi cautelativa});$$

$$- \alpha = 90^\circ \quad \theta = 21.8^\circ (\text{ctg}\theta=2.5 - \text{valore cautelativo}).$$

11.9.7 Verifiche strutturali – Muro di testata – Sezione di base SLE

Si riportano di seguito le verifiche di durabilità ovvero:

- verifiche dello stato tensionale;

- verifiche a fessurazione.

- Sollecitazioni – Combinazione SLE:

$N_{s,d} \cong -710$ kN/m – sollecitazione assiale (compressione);

$M_{s,d} \cong 860$ kN×di di m/m – sollecitazione flettente.

Le tensioni massime/minime nei materiali, determinate considerando un coefficiente di omogenizzazione $n=15$, risultano pari a:

- $\sigma_{c-max} \cong -5.9$ MPa $< 0.6f_{ck}$ – massima tensione di compressione nel cls – Verifica soddisfatta;

- $\sigma_{s-max} \cong 95$ MPa $< 0.8f_{yk}$ – massima tensione nell'acciaio – Verifica soddisfatta.

Effettuando il calcolo della massima tensione di trazione nel calcestruzzo, determinata nell'ipotesi di sezione intermanente reagente con le precedenti sollecitazioni, si ottiene:

- $\sigma_{c-max} \cong 3.1$ MPa – massima tensione di trazione nel cls.

Poiché risulta $\sigma_{c-max} > f_{ctm}/1.2=2.3$ viene riportata di seguito la verifica a fessurazione secondo quanto indicato nella circolare (febbraio 2009) al C4.1.2.2.4.6

La verifica di fessurazione si esegue controllando che:

$$w_d < w_2 = 0.2 \text{ (condizioni aggressive)}$$

si ottiene:

$h=$	100	cm	$k_1=$	0.8	-	$A_{c,eff}$	1498.68	cm^2
$d=$	93.5	cm	$k_2=$	0.5	-	ρ_{eff}	0.053	-
$E_{cm}=$	33643	MPa	$k_3=$	3.4	-	σ_s	95	MPa
$E_s=$	210000	MPa	$k_4=$	0.425	-	ε_{sm}	0.00027	-
$\alpha_e=$	6.24	-				Δs_{max}	219	mm
$k_t=$	0.6	-				w_d	0.06	mm

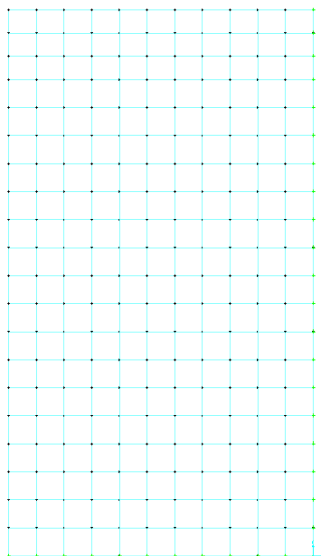
La verifica risulta soddisfatta

11.9.8 Verifiche strutturali – Muro paraghiaia

Valgono le stesse considerazioni effettuate per le spalle delle rampe. Si ha infatti uguale geometria, caratteristiche meccaniche dei materiali e quantitativi di armatura.

11.9.9 Verifiche strutturali – Muri di risvolto SLU

Di seguito il calcolo delle sollecitazioni e le verifiche dei muri di risvolto effettuate considerando un modello locale di piastra incastrata nella sezione di base (estradosso plinto), incastrata in corrispondenza del muro di testata e incernierata in corrispondenza del muro paraghiaia; l'altezza di calcolo considerata è pari a 9.40m misurata a partire da estradosso plinto fino a testa muro. Per il calcolo delle sollecitazioni s'implementa un apposito modello locale agli elementi finiti, con l'ausilio del programma di calcolo *SAP2000*, utilizzando elementi bidimensionali a tre-quattro nodi con funzioni di forma lineari; nel calcolo delle sollecitazioni si tiene conto dell'effetto deformativo del taglio. Di seguito alcune immagini del modello di calcolo.



F 26. Modello di calcolo (sezione $s_p=90\text{cm}$)

La condizione di carico dimensionante risulta essere la condizione di carico sismica comprensiva delle seguenti azioni:

- *Peso proprio parete* \Rightarrow spessore parete (90)cm;

$$p_{p-90} = s \times \gamma_{cls} = (0.9 \times 25) = 22.5 \text{ kPa};$$

- *Spinta statica delle terre* \Rightarrow cautelativamente si assume un coefficiente di spinta a riposo. La spinta triangolare avrà intensità massima ad estradosso plinto, $H_{\text{muro}}=9.40\text{m}$, di valore pari a:

$$s_t = \gamma_{\text{rint}} \times k_0 \times H = 18 \times 0.426 \times 9.4 \cong 72 \text{ kPa};$$

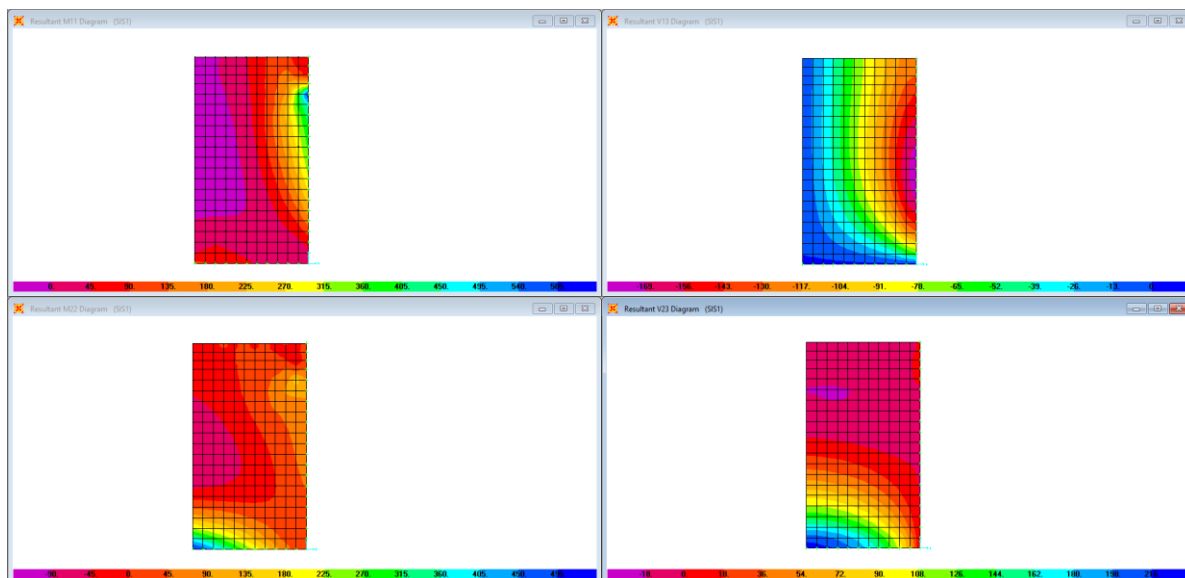
- *Inerzia parete* \Rightarrow si considera l'inerzia della parete come un carico di superficie uniformemente distribuito. L'intensità di tale carico è pari a:

$$f_{\text{inrz-par}} = (a_g/g) \times s_{\text{parete}} \times \gamma_{cls} = 0.08 \times 0.9 \times 25 \cong 1.8 \text{ kPa};$$

- *Inerzia rinterro* \Rightarrow si considera, in assoluto favore di sicurezza, la spinta generata dall'inerzia del rinterro compreso tra i muri di risvolto come un carico di superficie uniformemente distribuito. L'intensità di tale carico è pari a:

$$f_{\text{inrz-rint}} = (a_g/g) \times L_{\text{rint}} \times \gamma_{\text{rint}} = 0.08 \times 22.6 \times 18 \cong 32.5 \text{ kPa}.$$

Di seguito le mappature cromatiche delle sollecitazioni flettenti e taglianti nei due piani di armatura ($M_{11} \Rightarrow$ momento flettente che tende/comprime le fibre orizzontali / $V_{13} \Rightarrow$ taglio nel piano orizzontale / $M_{22} \Rightarrow$ momento flettente che tende/comprime le fibre verticali / $V_{23} \Rightarrow$ taglio nel piano verticale) immagini del modello di calcolo.



F 27. Sollecitazioni flettenti e taglianti (M_{11} - V_{13} figure superiori / M_{22} - V_{23} figure inferiori)

Le sollecitazioni di verifica allo *SLU* (si trascura cautelativamente il modesto valore dello sforzo assiale verticale di compressione) sono riassunte di seguito.

Parete spessore 90cm

$V_{Hd} \cong 175 \text{ kN/m}$ – Taglio orizzontale $M_{S-Hd} \cong 500 \text{ kN}\times\text{m/m}$ – Momento orizzontale.

$V_{Vd} \cong 220 \text{ kN/m}$ – Taglio verticale $M_{S-Vd} \cong 450 \text{ kN}\times\text{m/m}$ – Momento verticale.

I dati relativi all'armatura di progetto (copriferro medio $\cong 7\text{cm}$ – valore cautelativo valido sia per l'armatura verticale/orizzontale) sono riassunti di seguito.

$A_{sh} = 1\phi 24/20$ – armatura orizzontale tesa $A'_{sh} = 1\phi 16/20$ – armatura orizzontale compressa;

$A_{sv} = 1\phi 24/20$ – armatura verticale tesa $A'_{sv} = 1\phi 16/20$ – armatura verticale compressa;

Si riportano di seguito le verifiche a flessione semplice delle sezioni maggiormente sollecitate eseguite confrontando i minimi valori dei momenti resistenti ultimi, determinati con il programma di calcolo *PresFle+*, con i momenti sollecitanti ultimi.

$M_{R-H,d} \cong M_{R-Vd} \cong 700 \text{ kN}\times\text{m/m} > M_{S-V,d}$ – Verifica a flessione orizzontale soddisfatta;

(controllo momento resistente si trascura l'effetto positivo dello sforzo assiale $\Rightarrow M \cong 0.9 \times 83 \times 22.6 \times 3913 / 10000 \cong 665 \text{ kN}\times\text{m/m}$)

Di seguito si riporta invece la verifica a taglio ovvero il dimensionamento dell'armatura a taglio ($\phi 16/40 \times 40$). La resistenza delle bielle tese composte dall'armatura adottata è pari a:

- $V_{Rw,d} = 0.9 \times d \times f_{yd} \times A_{sw} / s \times (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \times \text{sen}\alpha \cong 245 \text{ kN} > V_{S,d}$ – Verifica soddisfatta;

con

- $d \cong 83 \text{ cm}$ $f_{yd} \cong 391.3 \text{ MPa}$;

- $A_{sw} \cong 2.01/0.4 \cong 5.025 \text{ cm}^2/\text{m}$ $s = 40 \text{ cm}$;

- $\alpha = 90^\circ$ $\theta = 45^\circ$ ($\text{ctg}\theta=1$ - valore cautelativo).

La resistenza delle bielle compresse di calcestruzzo è pari a:

- $V_{Rc,d} = 0.9 \times d \times b_w \times \alpha_c \times f'_{cd} \times (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta) \cong 2421 \text{ kN} > V_{S,d}$ – Verifica soddisfatta;

con

- $d \cong 83 \text{ cm}$ $b_w = 100 \text{ cm}$;

- $f'_{cd} = 0.5 \times (0.85 \times 0.83 \times 40 / 1.5) \cong 9.4 \text{ MPa}$ $\alpha_c \cong 1.0$ (ipotesi cautelativa);

- $\alpha = 90^\circ$ $\theta = 21.8^\circ$ ($\text{ctg}\theta=2.5$ - valore cautelativo).

11.9.10 Verifiche strutturali – Muri di risvolto SLE

Si riportano di seguito le verifiche di durabilità ovvero:

- verifiche dello stato tensionale;
- verifiche a fessurazione.

Parete spessore 90cm

- Sollecitazioni – Combinazione SLE:

$M_{S-Vd} \cong 200 \text{ kN}\times\text{m/m}$ – Momento verticale.

Le tensioni massime/minime nei materiali, determinate considerando un coefficiente di omogenizzazione $n=15$, risultano pari a:

- $\sigma_{c-max} \cong -2.4 \text{ MPa} < 0.6f_{ck}$ – massima tensione di compressione nel cls – Verifica soddisfatta;
- $\sigma_{s-max} \cong 115 \text{ MPa} < 0.8f_{yk}$ – massima tensione nell'acciaio – Verifica soddisfatta.

Effettuando il calcolo della massima tensione di trazione nel calcestruzzo, determinata nell'ipotesi di sezione intermante reagente con le precedenti sollecitazioni, si ottiene:

- $\sigma_{c-max} \cong 1.3 \text{ MPa}$ – massima tensione di trazione nel cls.

La verifica è quindi soddisfatta nei confronti della formazione delle fessure in quanto:

- $\sigma_{c-max} < f_{ctm}/1.2=2.58$

11.9.11 Verifiche strutturali – Soletta di transizione

Valgono le stesse considerazioni effettuate per le spalle delle rampe. Si ha infatti uguale geometria, caratteristiche meccaniche dei materiali e quantitativi di armatura.

11.10 Verifiche per urto da traffico ferroviario

La distanza “d” degli elementi esposti (spalle) dall’asse del binario è pari a circa 8m; si assumono dunque, secondo quanto esposto al §3.6.3.4, le seguenti azioni statiche equivalenti:

- 2000 kN in direzione parallela alla direzione di marcia dei convogli ferroviari;
- 750 kN in direzione perpendicolare alla direzione di marcia dei convogli ferroviari.

Tali forze, che agiscono separatamente, vengono applicate a 1.80m dal piano del ferro.

Di seguito viene riportata la verifica strutturale della sezione di attacco della spalla col plinto di fondazione per la combinazione eccezionale (STA_ECC). Facendo riferimento al caso più gravoso, ovvero considerando la spalla laterale di lunghezza minore si ha:

$$M_i = (750 \cdot 1.8) / 8.7 = 155 \text{ KNm/m}$$

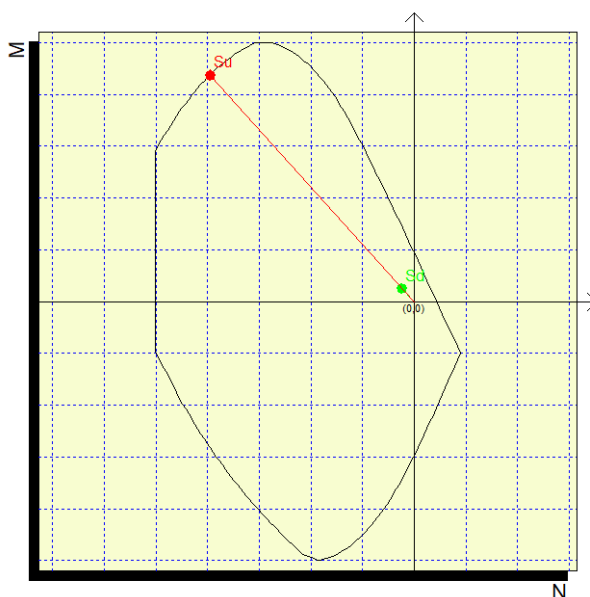
$$N' = 700 \text{ KN} \times \text{m/m}.$$

$$B \times H = 1.0 \times 1.0 \text{ m} - h \cong 0.9 \text{ m};$$

$$A_s = 1\phi 26/20 + 1\phi 26/20 - \text{armatura zona tesa};$$

$$A'_s = 1\phi 20/20 - \text{armatura zona compressa}.$$

Si riporta di seguito la verifica a flessione semplice dell’armatura precedentemente esposta. La verifica è eseguita confrontando il momento resistente ultimo con il momento sollecitante ultimo. Il momento resistente minimo, determinato con il programma di calcolo *PresFle*, risulta pari a:



F 28. Dominio di interazione N-M

$$M_{R,d} = 865 \text{ kN} \times \text{m/m} > M_{S,d} - \text{Verifica a flessione soddisfatta}.$$

12. APPARECCHI DI APPOGGIO E GIUNTI

In questa sezione si riportano i dati relativi al dimensionamento degli apparecchi di appoggio in acciaio PTFE e dei giunti sulle spalle.

Di seguito si riporta lo schema planimetrico delle disposizione dei dispositivi di appoggio in cui si identificano:

- **F** ⇒ appoggio fisso;
- **UL** ⇒ appoggio unidirezionale longitudinale;
- **UT** ⇒ appoggio unidirezionale trasversale;
- **UL** ⇒ appoggio multidirezionale.

Nelle tabelle seguenti si riportano i valori massimi delle forze sollecitanti gli appoggi per le combinazioni statiche (**SLU**) e sismiche (**SLV**).

AZIONI SUGLI APPARECCHI D'APPOGGIO - IMPALCATO CENTRALE -						
			STATICA SLU		SISMICA SLV	
Id	Tipo	n.	N_{Sd-MAX}	H_{Sd-MAX}	N_{Sd-MAX}	H_{Sd-MAX}
[-]	[-]	[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
F	Fisso	1	560	70	300	350
UL	Uni-Long	17	1080	15	300	155
UT	Uni-Trasv	8	1050	70	260	305
M	Multi	20	1050	-	320	-

AZIONI SUGLI APPARECCHI D'APPOGGIO - RAMPE LATERALI -						
			STATICA SLU		SISMICA SLV	
Id	Tipo	n.	N_{Sd-MAX}	H_{Sd-MAX}	N_{Sd-MAX}	H_{Sd-MAX}
[-]	[-]	[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
F	Fisso	1	660	110	280	275
UL	Uni-Long	3	980	60	280	250
UT	Uni-Trasv	4	1000	110	310	200
M	Multi	8	1020	-	300	-

L'escursione massima dei giunti sulle spalle si valuta allo **SLD** considerando il contributo (50%) dell'azione termica, ottenendo dunque:

$$\delta \cong \pm 15 \text{ mm} \Rightarrow \text{giunto spalla B – impalcato centrale}$$

$$\delta \cong \pm 15 \text{ mm} \Rightarrow \text{giunto spalla B – rampa laterale}$$

La dimensione dei varchi si valuta allo **SLV** considerando il contributo (50%) dell'azione termica, ottenendo dunque:

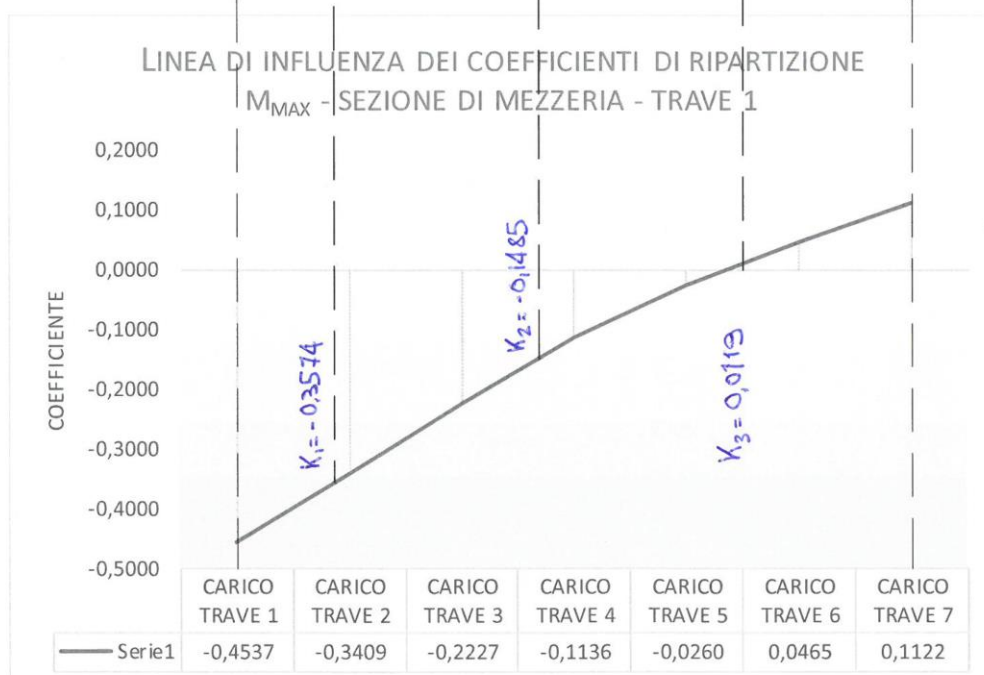
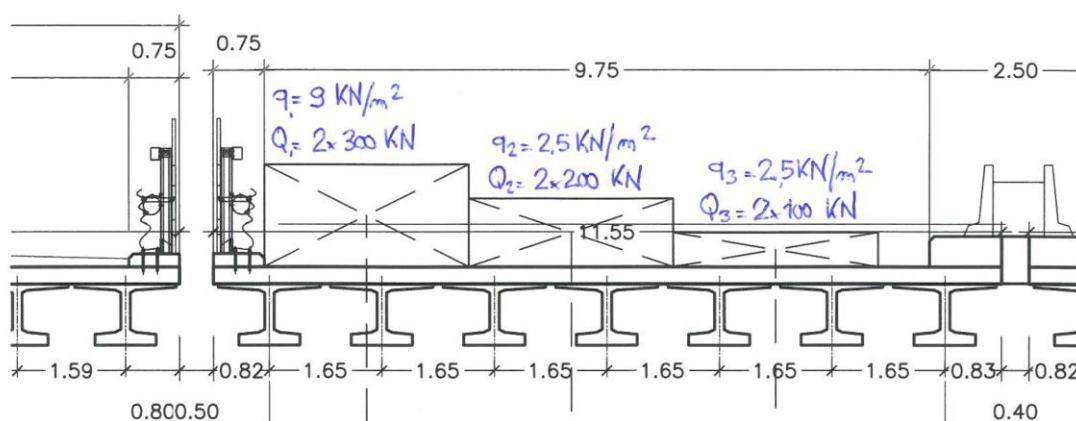
$$d_{long} = 20 \text{ mm} \Rightarrow \text{varco longitudinale spalle.}$$

13. ANALISI E VERIFICHE SVOLTE CON L'AUSILIO DEI CODICI DI CALCOLO

In accordo col *cap. 10* della norma (**DM 2018**), si riportano le valutazioni relative ai risultati dell'analisi e ai codici di calcolo adottati.

13.1 Origine, caratteristiche e affidabilità dei software di calcolo

Si riporta di seguito il calcolo del momento flettente massimo per la trave1 (bordo) soggetta all'azione dei carichi mobili.



$$q = 0,3574 (9 \times 3) + 0,1485 (2,5 \times 3) - 0,0119 (2,5 \times 3) = 10,67 \text{ kN/m}$$

$$Q = 0,3574 (2 \times 300) + 0,1485 (2 \times 200) - 0,0119 (2 \times 100) = 271,46 \text{ kN}$$

$$M_{TRAVE1} = \frac{qL^2}{8} + \frac{P\ell}{4} = \frac{10,67 \cdot 17,75^2}{8} + \frac{271,46 \cdot 17,75}{4} = 1624,93 \text{ kN.m}$$